



ÉTUDE D'AVANT-PROJET DÉTAILLÉ D'UN SYSTÈME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DANS LA RÉGION DES PLATEAUX AU TOGO : CAS DU CENTRE URBAIN DE DANYI

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC
GRADE DE MASTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Présenté et soutenu publiquement le 08 juillet 2019 par

Manassé Ayissoudé VODOUHE (20111229)

Encadrant 2iE : M. Moussa FAYE (enseignant en hydraulique 2iE)
M. Moussa OUEDRAOGO (enseignant en hydraulique 2iE)
M. Béga OUEDRAOGO (enseignant en hydraulique 2iE)

Maître de stage : M. Charles Vidékon AKOTOWANOU, Chef département
EHA/SETEM-BENIN

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Pr. Hamma YACOUBA**

Membres et correcteurs : **Dr. Anderson ANDRIANISA**
M. Roland YONABA

Promotion [2016/2017]

DEDICACES

Je dédie ce travail :

- ❖ A DIEU le père Tout puissant pour toutes les merveilles qu'il ne cesse d'accomplir dans ma vie.
- ❖ A mon Père VODOUHE Gérard pour tous ses conseils, prières et sacrifices consentis pour ma personne.
- ❖ A ma mère YATTI M'PO Bibiane pour ses conseils, son soutien, sa présence dans les moments difficiles.
- ❖ A tous mes frères et Sœurs : Claudio, Isidora, Séréna, José, Josiane.
- ❖ A toutes les familles VODOUHE, YATTI M' PO, KOUTON KIKI, N'DA pour leurs soutiens, encouragements et prières.

REMERCIEMENTS

Après avoir remercié Notre BON PERE CELESTE, nous adressons nos sincères remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont participé à l'aboutissement de ce travail.

C'est le lieu de remercier particulièrement :

- M. Béga OUEDRAOGO, M. Moussa OUEDRAOGO, M. Moussa FAYE qui ont respectivement acceptés encadrer ce travail avec patience et abnégation, pour leurs disponibilités, leurs professionnalismes et leurs précieux conseils afin de parvenir à un résultat satisfaisant ;

- M. Vincent ATEGUI administrateur délégué de SETEM-BENIN qui nous a permis de réaliser notre stage dans sa structure ;

- M. Charles Vidékon AKOTOWANOU, Chef département EHA/SETEM-BENIN, notre maître de stage, pour sa disponibilité, son sens du partage et ses conseils

- M. Spéro HOUNPKE, Directeur Général PHP Afrique (Directeur de Projet SETEM-BENIN), pour ses conseils et l'opportunité qu'il nous a offerte de faire nos premiers pas dans le monde professionnel ;

- Tout le personnel de SETEM-BENIN et de la mairie de Danyi pour leur collaboration durant la période ce stage ;

- A l'ensemble du corps professoral de 2iE pour l'enseignement de qualité dispensé durant toutes ces années d'études ;

- Ainsi qu'à l'ensemble des camarades de promotion spécialement Steven LOKO et Christopher ISSOUTOU.

RESUME

Dans le cadre du Projet d'Alimentation en Eau Potable de trois centres urbains dans la région des plateaux, une étude d'Avant-Projet Détaillée a été réalisée afin de doter le centre urbain de Danyi d'un système d'AEP moderne. Les études préliminaires attestent de la disponibilité de la ressource en eau ainsi que des conditions socioculturelles favorables au projet. L'option retenue est une mobilisation des eaux de surface à travers un mini barrage d'une capacité maximale de stockage de 175866 m³ avec une filière de traitement, alimentée par un système d'exhaure gravitaire. Le système d'adduction en charge, est alimenté par une source d'alimentation électrique (transformateur 40 KVA) suppléé par un système thermique (groupe électrogène 33 KVA). Les points de desserte de la population sont au nombre de quarante (40) dont vingt-deux (22) Bornes Fontaines et dix-huit (18) Branchements particuliers parcourus par un réseau en polyéthylène haute densité PN 16 DN 160 de trois mille trois cent soixante-dix-sept (3377) mètres linéaire au refoulement en et de neuf mille cinq cent huit (9508) mètres linéaires à la distribution dont les diamètres varient de DN 32 à DN 160 en PN10 soit un total de douze mille huit cent quatre-vingt-cinq (12885) mètres linéaire. Le coût global de la réalisation du projet s'élève à ***huit cent dix-neuf millions deux cent soixante et onze mille huit cent soixante-seize (819 271 876) FCFA TTC pour un coût de revient moyen du mètre cube d'eau produit à six cent quatre-vingt-sept Francs CFA (687 F CFA).***

Mots Clés :

- 1- Conception
- 2- Eau de surface
- 3- Danyi
- 4- Simulation
- 5- Station de traitement

ABSTRACT

In the context of the Drinking Water Supply Project in three urban centers in the Plateau region, a detailed design study was carried out for the urban center of Danyi of a modern DWS system. Preliminary studies attest to the availability of water resources and socio-cultural conditions favorable to the project. The chosen option is a mobilization of surface water through a mini dam with a maximum storage capacity of one hundred and seventy-five thousand eight hundred and sixty-six (175866) cubic meters with a treatment system, powered by a system of gravity drainage. The water points identified to serve the population are forty (40) of which twenty-two (22) bollards fountains and eighteen (18) particular connections traveled by a high density polyethylene pipe network PN 16 DN 160 of three thousand three hundred and sixty - seventeen (3377) linear meters at the outlet and nine thousand five hundred and eight (9508) linear meters at the distribution whose diameters range from DN 32 to DN 160 in PN10 for a total of twelve hundred and twenty-five (12885) linear meters. The overall cost of the project is eight hundred and nineteen million two hundred and seventy-one thousand eight hundred and seventy-six (819,271,876) FCFA including tax for an average cost per cubic meter of water produced at six hundred and eighty-seven CFA (687 F CFA / m³).

Keywords :

- 1- Design
- 2- Surface water
- 3- Danyi
- 4- Simulation
- 5- Treatment station

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE :	<i>Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement</i>
AEP :	<i>Alimentation en Eau Potable</i>
AEPA :	<i>Alimentation en Eau Potable et Assainissement</i>
BADEA :	<i>Banque Arabe pour le Développement Economique en Afrique</i>
BF :	<i>Borne Fontaine</i>
BP :	<i>Branchement Particulier</i>
BTP :	<i>Bâtiment et Travaux Publics</i>
DRA :	<i>Direction Régionale de l'Assainissement</i>
DRH :	<i>Direction Régionale de l'Hydraulique, Direction Régionale de l'Hydraulique</i>
DRSCN :	<i>Direction Régionale de la Statistique et de la Comptabilité Nationale</i>
GIRE :	<i>Gestion Intégrée des Ressources en Eau</i>
OMS :	<i>Organisation Mondiale de la Santé</i>
PEHD :	<i>Polyéthylène Haute Densité</i>
RGPH :	<i>Recensement Générale de la Population et de l'Habitat</i>
SETEM :	<i>Service des Etudes Travaux, Equipement et Maintenance</i>
UNICEF :	<i>Fonds des Nations unies pour l'enfance</i>

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	5
I. CONTEXTE ET OBJECTIFS DU PROJET	7
1. Contexte du projet	7
2. Objectifs de l'étude :.....	7
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL.....	8
III. GENERALITE ET METHODOLOGIE	10
1. Présentation de la zone d'étude	10
2. Méthodologie de l'étude :.....	15
IV. PARAMETRES ET ETUDES DE BASES.....	17
1. Paramètres et données de base de dimensionnement	17
2. Etudes de base de dimensionnement	20
V. RESULTATS ET DISCUSSIONS	25
1. Evaluation des besoins en eau	25
2. Débit de dimensionnement	27
3. Dimensionnement du système d'AEP	28
4. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE	55
5. EVALUATION FINANCIERE	58
CONCLUSION.....	62
BIBLIOGRAPHIE	63
ANNEXES	64

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Récapitulatif des caractéristiques des ouvrages	14
Tableau 2 : Etat des ouvrages.....	14
Tableau 3 : Station météorologique de référence.....	23
Tableau 4: Résumé données de station de Danyi Apéyéomé.....	23
Tableau 5 : Détermination des apports	24
Tableau 6 : Détermination des besoins en eau des populations	25
Tableau 7 : Calcul des débits de dimensionnement	27
Tableau 8 : Récapitulatif du dimensionnement du dessableur	29
Tableau 9 : Récapitulatif dimensionnement de la filière floculation-coagulation	29
Tableau 10 : Récapitulatif dimensionnement du décanteur à flux horizontal.....	30
Tableau 11 : Récapitulatif du dimensionnement des filtres	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 12 : Dimensionnement global réseau AEP de Danyi	34
Tableau 13 : Récapitulatif de dimensionnement du réseau de distribution.....	38
Tableau 14: Caractéristiques du Cheateau d'Eau.....	42
Tableau 15 : Caractéristique de la Bâche de reprise	42
Tableau 16 : récapitulatif du dimensionnement de la conduite de refoulement.....	42
Tableau 17 : Caractéristique de la conduite de refoulement	43
Tableau 18 : Choix et Caractéristique des groupes électropompes.....	43
Tableau 19 : Equipement électrique de la station de pompage	45
Tableau 20 : Etude d'impact du phénomène du coup de bélier	52
Tableau 21 : Récapitulatif de dimensionnement	54
Tableau 22 : Evaluation de l'impact du projet sur les composantes majeures	55
Tableau 23 : suivi environnemental et social du projet.....	56
Tableau 24 : répartition en partie d'ouvrage.....	58
Tableau 25 : Coût d'investissement par partie d'ouvrage	59
Tableau 26 : coût d'amortissement par partie d'ouvrage	59
Tableau 27 : Calcul Frais du personnel et de gestion.....	59
Tableau 28 : Calcul des charges d'exploitation du projet.....	61
Tableau 29 : Coût de revient du mètre cube d'eau	61

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme SETEM-BENIN	9
Figure 2: Localisation du centre urbain de Danyi (DANYI APEYEME).....	10
Figure 3 : Vue en plan du barrage à partir de la rive gauche	13
Figure 4 : Etat des lieux de l'ancien réservoir	13
Figure 5 : Délimitation du Bassin versant	21
Figure 6 : Courbe Hauteur-Surface	22
Figure 7 : Courbe Hauteur-Volume	22
Figure 8 : Simulation utilisation de la retenue	26
Figure 9 : Résultat simulation en régime permanent.....	39
Figure 10 : Courbe de modulation pompage / consommation	40
Figure 11 : profil cumul pompage / consommation	41
Figure 12 : Détermination du point de fonctionnement de la pompe.....	44
Figure 13 : Implémentation demande et Courbe modulation dans WaterCAD	46
Figure 14 : Implémentations des contrôles dans WaterCAD	47
Figure 15 : Données du réservoir WaterCAD	47
Figure 16 : Résultat de simulation en période de base consommation	48
Figure 17 : Résultat de simulation en période de moyenne consommation.....	49
Figure 18 : Résultat de simulation en période de forte consommation	50
Figure 19 : graphe comparatif des pressions aux nœuds en fonction des périodes de la journée.....	51

INTRODUCTION

L'eau douce indispensable à la vie, au développement et à l'environnement est une ressource limitée et vulnérable. Elle ne constitue que 2,5% du volume de toute l'eau de la planète répartie en 30,1% d'eaux souterraines, 1,3% d'eaux de surface et de 68,6% sous forme de glaciers.

Aujourd'hui, un humain sur trois n'a pas accès à l'eau potable (*OMS/UNICEF, 2017*) ou alors, vit dans une situation de « stress hydrique » en ne disposant pas de suffisamment d'eau par rapport à ses besoins réels.

Le Togo de par sa situation géographique dispose d'importantes ressources en eau. En effet, les ressources en eaux de surface et souterraine, sont estimées à une valeur moyenne annuelle d'environ 19 milliards de mètres cubes soit 3800 mètres cubes d'eau par an et par habitant.

De plus, le pays jouit de caractéristique physique lui permettant d'avoir une pluviométrie annuelle comprise entre 800 mm et 1500 mm, générant un volume d'eau de 1,2 million de mètres cubes par kilomètre carré et par an.

Cependant Malgré cette situation très favorable en disponibilité potentielle des ressources en eau, le Togo souffre d'un déficit de mobilisation desdites ressources et peine à satisfaire les besoins essentiels des populations en matière d'approvisionnement en eau potable. Selon l'état des lieux établi en 2005 dans le cadre de la GIRE, la quantité d'eau utilisée reste marginale par rapport au volume total d'eau disponible. Ainsi, de 0,81% en 2002, la proportion d'eau prélevée pour la satisfaction totale des besoins en eau ne passera qu'à environ 2% en 2015.

Le centre urbain de Danyi chef-lieu de la préfecture de Danyi situé dans la région des plateaux n'échappe pas à cette problématique. C'est dans ce contexte qu'a vu le jour le « Projet d'Alimentation en Eau Potable de trois centres urbains dans la Région des Plateaux » financé par la BADEA. Ce projet affiche la volonté du gouvernement Togolais de faire de sa politique de l'eau une réalité à travers la dotation de ses centres urbains en système d'AEP adéquat.

Le présent travail porte sur l'étude technique d'avant-projet détaillé du système d'AEP du centre urbain de Danyi.

La restitution de ce travail à travers le présent document suivra la structuration suivante :

- après la partie introductive, une première section sera consacrée à la présentation du projet et de la structure d'accueil, dans laquelle sera présenté le contexte de l'étude, ainsi que ses objectifs ;

- une seconde section sera réservée aux généralités ainsi qu'à la méthodologie utilisée pour l'étude. Il s'agira de présenter le milieu d'étude et de décrire la procédure suivant laquelle elles seront menées ;

- une troisième section présentera les résultats obtenus, ainsi que leur analyse à travers des discussions ;

- et dans une dernière section, il sera question d'un bilan général de l'étude suivi de la conclusion et des recommandations.

I. CONTEXTE ET OBJECTIFS DU PROJET

1. Contexte du projet

La Société Togolaise des eaux (TdE) est responsable de l'approvisionnement en eau potable de 22 villes qui totalisent une population de 2 604 344 personnes. Les villes hors de son périmètre d'exploitation abritent une population totale de 83 857 habitants soit 3% de la population urbaine totale du Togo. Dans la région des Plateaux dont le taux de desserte est estimé à 29 %, sur onze (11) centres urbains, six (06) ne sont pas sous couverture et donc ne sont pas approvisionnés par un système d'AEP adéquat.

C'est le cas du centre urbain de Danyi où il n'existe que des systèmes d'approvisionnement en eau traditionnels, complètement dépassés, rendant pénibles les tâches des femmes et des enfants dans les corvées d'approvisionnement d'eau.

2. Objectifs de l'étude :

2.1. Objectif global :

L'objectif général poursuivi par cette étude est de Contribuer à l'amélioration des conditions de vie de la population à travers l'étude technique d'un système d'AEP pour Danyi.

2.2. Objectifs spécifiques :

Les objectifs spécifiques de l'étude étant :

- évaluer les besoins en eau des populations et identifier la ressource en eau,
- concevoir et dimensionner un système d'AEP (adduction, traitement, stockage, source d'énergie et distribution)
- évaluer le coût de sa réalisation.
- étudier l'impact du projet sur l'environnement.

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL

Le Groupe SETEM-BENIN (Service des Etudes Travaux, Equipement et Maintenance) est l'un des Bureaux d'Etudes béninois spécialisés dans le domaine de BTP, du Génie Rural, de l'Hydraulique, et de l'Environnement.

Il réunit des spécialistes avertis et expérimentés à travers un ensemble de services dont les disciplines complémentaires couvrent un large domaine de compétences. Ainsi plus de Quinze (15) Ingénieurs, Universitaires, Techniciens de haut niveau et expérimentés sont déployés dans le cadre des activités de SETEM-BENIN. Il s'agit entre autres : Ingénieur des TP, Hydraulicien, Ingénieur Génie rural, Géomètre Aménagiste, hydrologue, Hydrogéologue, Géophysicien, Sociologue, Forestier, Agroéconomiste, Géographe, Environnementaliste, Statisticien, animateurs et animatrices qui sont dotés d'expériences aussi bien individuelles et que collectives.

Le groupe **SETEM-BENIN** assure des missions depuis la faisabilité en passant par les études des Projets, la supervision et le contrôle des travaux.

Sur le plan administratif, SETEM-BENIN est un établissement installé à Abomey-Calavi en 1995 et inscrit au Registre de Commerce sous le numéro **RB/Cot/07A473**. Il est créé par **M. OKOUNDE Jean-Eudes**, Ingénieur Génie Civil / Hydraulicien et est dirigé par un administrateur délégué : **M. Vincent ATEGUI**.

SETEM-BENIN regroupe plusieurs disciplines. Ainsi, on distingue en son sein les départements ci-après :

- › **Département Aménagement hydro-agricole** : Retenues d'eau ; Irrigation, drainage ;
Ouvrages Hydrauliques et Aménagement de bas-fonds.
- › **Département Topographie** : Tous travaux topographiques ; Etude foncière.
- › **Département Hydraulique Urbaine et Villageoise** : Prospection et Implantation ;
Surveillance des puits et forages, pose des pompes ; Alimentation en Eau potable ; Traitement des eaux de consommation ; Assainissement : collecte, traitement et évacuation des eaux usées domestiques et industrielles ; collecte et évacuation des eaux pluviales ; Animation – sensibilisation.
- › **Département Environnement et Gestion des ressources naturelles** : Etude d'impact ; Inventaire et Aménagement forestier ; Toute étude de foresterie ;

Restauration des eaux et sols ; Occupation du sol (photo interprétation) ;
Gestion des aires protégées ; Aménagement et gestion des espaces naturels.

- › **Département Etude du Milieu** : Enquête ; Etude socio-économique ; Animation.

Une vue d'ensemble de SETEM-BENIN est présentée dans l'organigramme suivant :

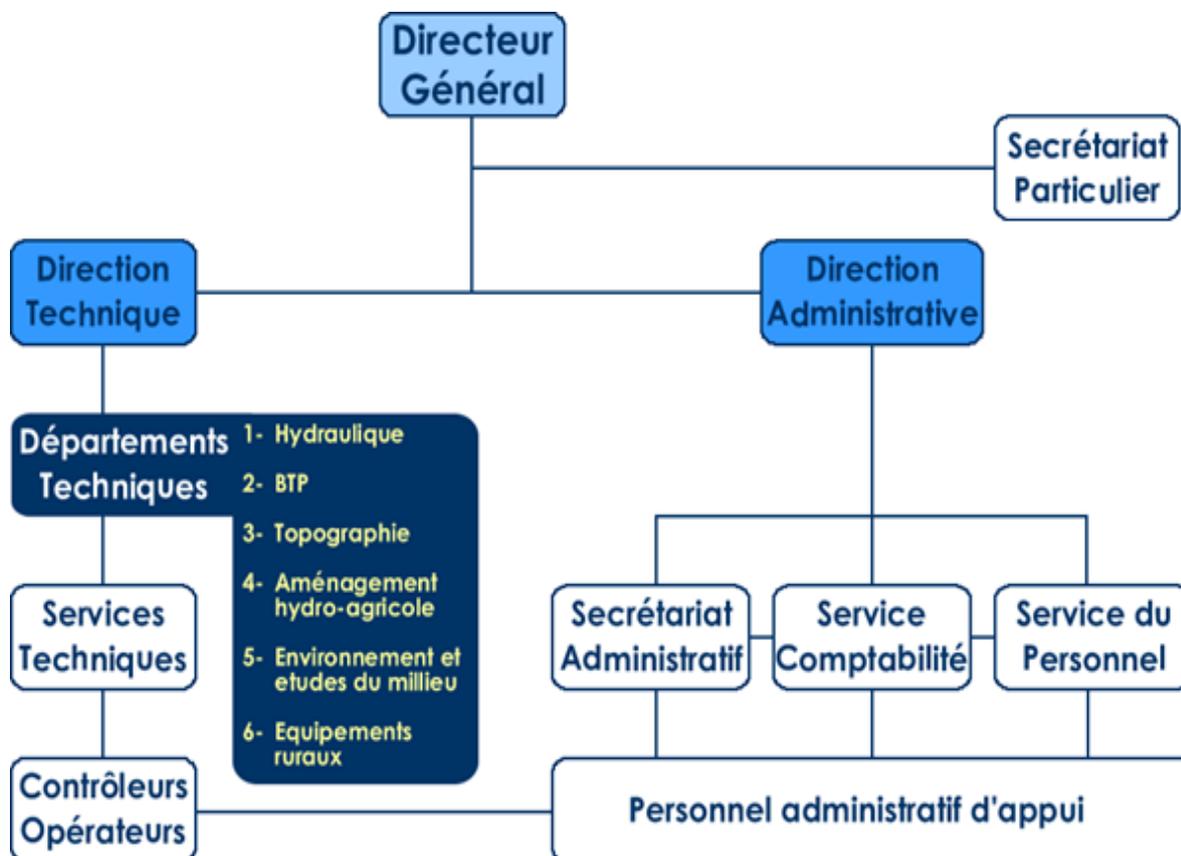


Figure 1: Organigramme SETEM-BENIN

Notre stage a été effectué dans le département Hydraulique Urbaine et Villageoise dans le service Alimentation en Eau Potable et Assainissement (AEPA).

III. GENERALITE ET METHODOLOGIE

1. Présentation de la zone d'étude

1.1. Situation géographique :

Le centre urbain de Danyi (Danyi-Apéyémé) se situe dans la région des plateaux au Togo. Il est le chef-lieu de la préfecture de Danyi qui est limitée au Nord par les préfectures de Wawa et d'Amou, au Sud et à l'Est par la préfecture de Kloto et à l'Ouest par le Ghana. Il s'étend sur une superficie totale de 21 km² et est distant de Lomé la capitale de 170 km. L'accès à Danyi Apéyémé se fait par la Route Nationale N°5 jusqu'à Adéta puis par la Route Nationale N°30 jusqu'à Danyi Apéyémé en passant par Ndigbé.

Danyi-Apéyémé est localisé en prenant comme référence la préfecture sur le méridien 00° 41' 34" Est et le parallèle 07° 11' 57" Nord.

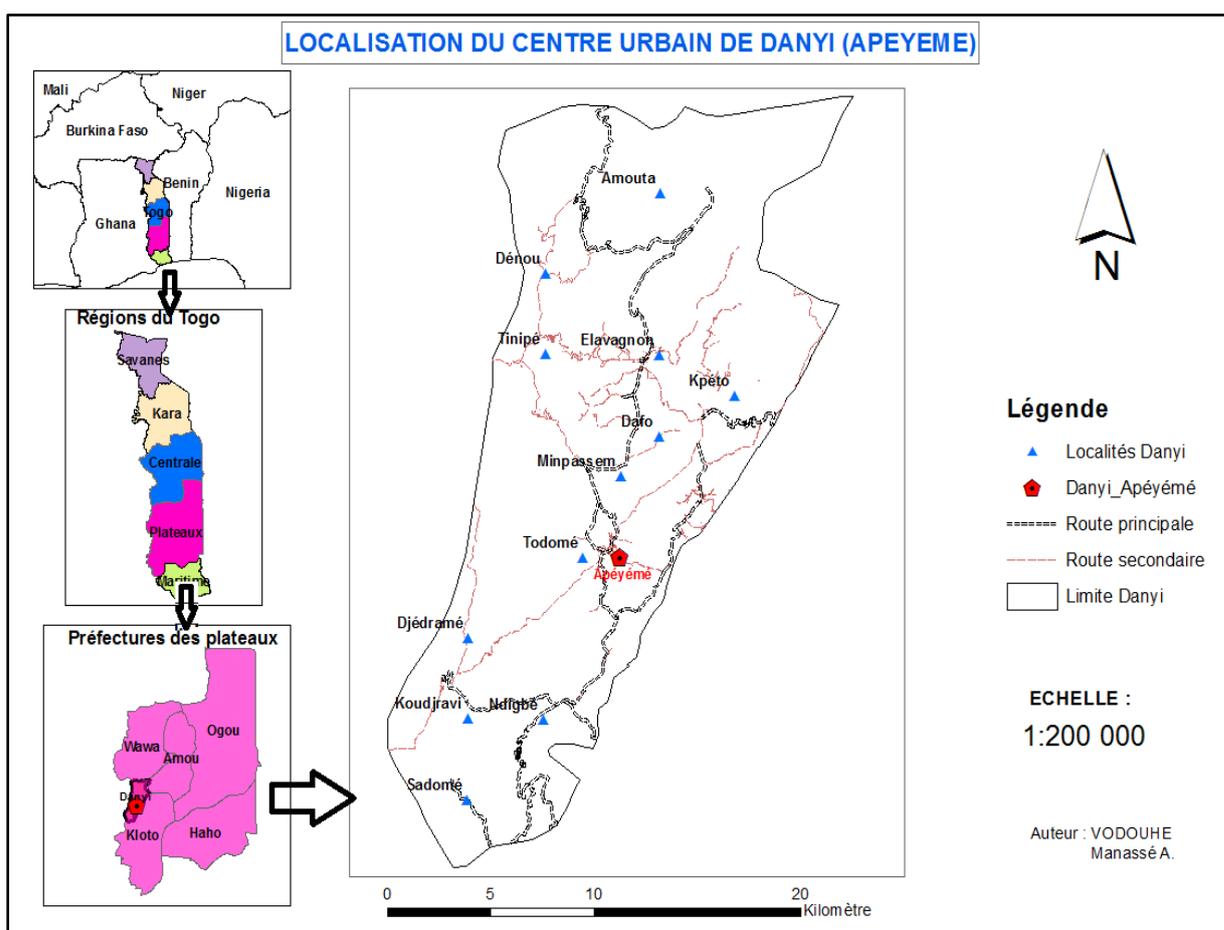


Figure 2: Localisation du centre urbain de Danyi (DANYI APEYEME)

1.2. Situation socio-économique :

1.2.1. Populations :

La population du centre urbain de Danyi s'élevait à 5447 habitants d'après le dernier Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH4, 2010). Cette population est constituée de plusieurs groupes ethniques dont les Akposso, les Akébou, les Adja et les Ewé qui constituent le groupe majoritaire.

A ces groupes endogènes s'ajoutent les immigrés Kabyè et Losso ainsi que les allogènes de diverses autres ethnies (Fon, Kotokoli, Lamba, Yorouba, etc.).

1.2.2. Activités économiques et mode de vie :

Sur le plan économique, l'agriculture représente la principale (98%) activité des populations de Danyi. Les produits vivriers notamment le manioc, le maïs, l'igname et la banane plantain occupent environ 80% des surfaces cultivées. En marge de ces produits vivriers, on y cultive également des produits de rente notamment le café et le cacao. Depuis quelques années, la culture maraichère a fait son apparition surtout parmi les jeunes. Ainsi, les produits comme le poivron, la tomate et le chou sont de plus en plus retrouvés dans le marché du village. Fort de son climat, Danyi en général est une localité qui produit aussi énormément des fruits en particulier l'avocat. Le commerce est réservé à une minorité des habitants. On y retrouve quelques petites boutiques et kiosques où des produits manufacturés sont vendus.

Quelques artisans notamment des maçons et des menuisiers demeurent dans le village et y mènent leurs activités en plus de l'agriculture. Ces dernières années et compte tenu du changement de mode de vie, Danyi étant un carrefour, beaucoup de jeunes garçons pratiquent la conduite de taxi moto comme activité économique.

Le dispensaire du village est tenu par un infirmier d'état. Depuis quelques années, la population est plutôt tournée vers le dispensaire d'attigba, situé à 3 Km compte tenu des problèmes de disponibilité des services (rupture de produits, absence de l'infirmier à son poste) au niveau du dispensaire du village. Les affections les plus fréquentes sont le paludisme, les parasitoses digestives, les blessures et plaies. L'un des atouts du village, sur le plan sanitaire, c'est sa situation par rapport à l'hôpital de Tsiko, un hôpital de référence de la région (environ 5 Km).

1.3. Situation géologique et hydrologique

1.3.1. Climat :

Le centre urbain de Danyi se trouve dans la partie septentrionale de la région des plateaux influencé par un climat de type subéquatorial, tropical et semi-tempéré. On distingue deux saisons pluvieuses et deux saisons sèches qui s'alternent et se répartissent durant l'année.

Les hauteurs annuelles de pluies varient entre 1000 mm et 1500 mm.

Les moyennes des températures sont de 27°C. Le mois le plus chaud de l'année est Février (autour de 34°C) et le plus froid est celui d'Août (environ 19°C).

1.3.2. Hydrographie :

La localité se situe dans la zone éco-floristique IV, dans laquelle il pleut beaucoup. Elle est unique en son genre au Togo, puisque l'abondance des pluies et le relief, donnent naissance à de multiples cours d'eau dont les plus importants sont la rivière Danyi qui traverse toute la préfecture, la rivière Tonon, et les marigots tels : Blitsatogoé, Akpaligo, Danyi Kpogoé. L'ensemble constitue le réseau hydrographique du village d'Apéyémé.

1.3.3. Géologie et occupation des sols :

Les terres sont très riches et favorables à l'agriculture et l'élevage. Les roches-mères sont, pour l'essentiel, constituées d'une très puissante assise de quartzites saccharoïdes à muscovite (ou à sericite) avec des intercalations de micaschistes à muscovite (ou parfois à chlorite). Ces micaschistes sont très profondément altérés. Enfin on observe, principalement dans les quartzites, de nombreux filons de quartz. Les pendages sont compris en général entre 40° et 70°, ce qui influe favorablement sur le drainage.

1.3.4. Végétation

La végétation est constituée par des savanes arborées dans lesquelles on rencontre le *Butyrospermum parkii* (karité), le *Terminalia macroptera*, le *Pterocarpus erinaceus*, le *Cordia africana*, le *Parkia biglobosa*, le *Khaya senegalensis* et des essences répandues dans les forêts, notamment le *Lophira lanceolata*, l'*Erythrophleum suaveolens*, le *Carpa procera*, le *Trema guineensis*. Une galerie forestière s'est développée le long du cours d'eau.

1.4. Situation de la déserte en eau

Etat des lieux de l'ancien système d'approvisionnement en eau potable :

Le réseau en place date des années 70. Ainsi nous n'avons pas pu obtenir le plan de tracé de l'ancien réseau, cependant à travers l'état des lieux réalisé sur le terrain, il est aisé de remarquer que la quasi-totalité des équipements est non fonctionnelle et laissée à l'abandon. Dans la totalité du centre urbain, nous avons pu dénombrer treize (13) Bornes fontaines et un château d'eau tous vétustes et inutilisables. Les figures ci-après illustrent l'état des lieux réalisé :



Figure 3 : Vue en plan du barrage à partir de la rive gauche



Figure 4 : Etat des lieux de l'ancien réservoir

A Danyi, il n'existe aucune pompe à motricité humaine. Les populations sont ainsi obligées de se tourner vers des points d'eau traditionnels, et surtout vers l'eau du mini barrage qui constitue la principale source d'approvisionnement en eau. Rappelons ici l'existence d'une source en rive gauche qui constitue le principal apport du barrage en saison sèche.

A l'issue de l'état des lieux effectués au niveau du barrage, les observations recueillies par rapport aux ouvrages se présentent comme suit :

Tableau 1 : Récapitulatif des caractéristiques des ouvrages

Cuvette	Digue	Déversoir	Ouvrage prise/vidange
<p>Volume à la cote du plan d'eau normal : 89963m³.</p> <p>Superficie correspondante : 3, 3 ha.</p>	<p>Remblai en terre sablo-argileuse</p> <p>Longueur = 34 m</p> <p>Perré sec sur talus amont</p> <p>Murets de crête amont et aval</p> <p>Altitude digue : 733,05 m</p>	<p>Type muret-poids</p> <p>Longueur = 10 m</p> <p>Absence de bassin de dissipation</p> <p>Absence de chenal</p> <p>Altitude déversoir : 732,25 m</p>	<p>Ouvrage de prise défectueux.</p> <p>Absence de système de régulation pour la vidange</p>

Tableau 2 : Etat des ouvrages

Digue	Déversoir	prise/vidange
<ul style="list-style-type: none"> • Présence d'herbes et de broussailles sur les deux talus. • Affaissement de perré sec sur le talus amont dans les zones de batillage. • Destruction du muret de crête aval par endroits. 	<ul style="list-style-type: none"> • Absence de bassin de dissipation. • Non calibrage du chenal en aval du déversoir. • Absence de digue de protection en aval du déversoir. • Absence de perré maçonné en rive droite du côté de la digue. 	<ul style="list-style-type: none"> • Conduite de l'ouvrage de prise défectueuse. • Absence de robinet vanne d'isolement de la bêche de reprise. • Absence d'un système de régulation pour la vidange. • Bêche de reprise défectueuse.

2. Méthodologie de l'étude :

Dans le but d'atteindre les objectifs à nous fixer, la méthodologie utilisée se résume en trois (03) phases essentielles :

- La phase de recherche documentaire ;
- La phase d'enquête de terrain pour la collecte de données complémentaires ;
- La phase de rédaction du rapport d'étude à travers l'analyse et l'interprétation des données collectées.

2.1. La recherche documentaire :

Elle a consisté à revisiter :

- ✓ d'une part la documentation des institutions et services en charge de l'eau au Togo tels que la TdE, la DRH, la DRA, la DRSCN.
- ✓ d'autre part les documents existant sur le projet tels que les termes de références, le rapport d'étude de faisabilité, des rapports d'étude d'AEP réalisés dans la zone d'étude ...

Enfin des informations ont été collectées à la :

- la bibliothèque numérique de 2iE
- la bibliothèque de SETEM-BENIN
- Internet.

2.2. Travaux de terrain :

Il s'agissait dans un premier temps de faire l'état des lieux de l'ancien système d'AEP en place (château, barrage, Bornes fontaine ...), ensuite de concert avec les acteurs locaux et les bénéficiaires, d'implanter les nouvelles bornes fontaines et les branchements particuliers pré-identifiés.

Dans un deuxième temps, il a été procédé aux levés topographiques des points de passage du réseau y compris l'emplacement des BP et BF, du barrage et de tous les ouvrages annexes ainsi que de l'emplacement du réservoir et de la bache de reprise pré-identifiés.

Enfin des séances de travail ont été organisées entre l'ingénieur-conseil et les acteurs locaux enfin d'intégrer les bénéficiaires à chaque phase du processus de conception du système d'AEP.

2.3. La Rédaction du document de mémoire :

Les informations issues de la phase de recherche documentaire et des travaux de terrain y sont traitées. A ce niveau nous avons utilisé plusieurs logiciels pour le traitement et l'interprétation des données. Il s'agit entre autre des logiciels Google Earth pro, de ArcGIS 10.5 pour le traitement des informations géographiques, du tableur EXCEL et du logiciel Bentley WaterCAD respectivement pour le dimensionnement et la simulation du réseau et enfin des logiciels de Dessin assisté par Ordinateur AutoCAD et Civil 3D pour la représentation de la vue en plan, des profils en long du réseau et du carnet de nœuds à établir. L'analyse financière ainsi que la rédaction ont été réalisées grâce aux logiciels bureautiques MS EXCEL, MS WORLD.

IV. PARAMETRES ET ETUDES DE BASES

1. Paramètres et données de base de dimensionnement

1.1. Horizon projeté du dimensionnement

L'horizon projeté est l'année à partir de laquelle le système mise en place n'aura plus la capacité de satisfaire les besoins de la population due à l'augmentation de la taille de cette dernière. Dans le cadre du projet, il a été fixé à 2035 conformément aux termes de références.

1.2. Données démographiques :

Le centre urbain de Danyi comptait 5447 habitants avec un taux d'accroissement de 2,96 % d'après le dernier Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH4) de novembre 2010 mené par la Direction Générale de la Statistique et de la Comptabilité Nationale.

La formule utilisée pour projetée la population à l'horizon 2035 est celle du modèle de croissance géométrique et se présente comme suit :

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n \quad \text{avec :}$$

P_n : Population à l'année projetée n

P_0 : Population à l'année de référence

α : Taux d'accroissement de la population

n : Nombre d'année par rapport à l'année de référence.

1.3. Taux de couverture attendu du système projet :

Le taux de couverture attendu à l'horizon du projet conformément au cahier des charges, est de 92 %. Cependant afin de maximiser les besoins en eau et d'être dans le cas le plus défavorable on considèrera 100% dans le dimensionnement.

1.4. Consommations spécifiques

La base de dotation de la consommation spécifique en milieu rural est de 20 litres par jour et par habitant, et en milieu semi-urbain de 30 litres par jour et par habitant d'après le document de la GIRE au Togo.

La consommation domestique spécifique retenue sera de 25 litres par habitant par jour comme spécifié dans les cahiers de charge.

1.5. Coefficients de pointe

Pour tenir compte des habitudes, des comportements en matière d'utilisation d'eau potables, les coefficients suivants seront appliqués :

- un coefficient de pointe journalière (C_{pj}) généralement compris entre 1,05 et 3 dans la zone semi rurale et rurale de pays sahélien (Béga OUEDRAOGO, 2005). Nous adopterons la valeur de 1,15 comme coefficient de pointe journalière conformément aux valeurs appliquées dans la zone.
- un coefficient de pointe horaire (C_{ph}) est généralement compris entre 2,5 et 3 pour les villes de moins de 10 000 habitant (ZOUNGRANA D., 2013). Nous retiendrons une valeur de 2 ; Danyi étant un centre semi urbain avec une population de plus de 10 000 habitants à l'horizon du projet.

1.6. Pertes en eau

Dans la région des plateaux, d'après le rapport d'activités TdE de 2012 et 2013, le rendement global des réseaux d'AEP est de 92,9%. Dans le cadre du projet nous retiendrons une valeur de 85 % soit une perte totale en eau sur le système de 15%. Cette perte se détaille en 5% pour les pertes de traitement et 10% pour les pertes de refoulement et distribution

1.7. Pression minimale de Service

La pression de service est la pression délivrée à la distribution afin de permettre un prélèvement d'eau optimal et sans effort de l'utilisateur. Elle empêche la pénétration des eaux parasites dans les canalisations et constitue un élément de confort pour les consommateurs. Etant donné que nous sommes dans un milieu semi-urbain nous retiendrons une pression de service minimale de 10 mCE.

1.8. Points de desserte

La desserte en eau est assurée par bornes fontaines et branchements particuliers. Concernant les bornes fontaines, leurs emplacements ont été déterminés de manière à desservir 500 habitants dans un rayon de 250 m. Quant aux BP, ils sont localisés au niveau des institutions publiques.

Le nombre de BF a été déterminé par la formule suivante :

$$N_{BF} = \frac{P_{2035}}{500}$$

1.9. Choix et matériau des conduites

Le diamètre de conduite de refoulement sera choisi en fonction des considérations économique, et hydraulique favorables. Ainsi, nous utiliserons les formules de :

- Bresse : $D(m) = 1,5 Q^{0.5}$ Avec : $D(m)$ = diamètre de la conduite
- Bresse Modifié : $D(m) = 0,8 Q^{1/3}$ Q = le débit d'adduction
- Munier : $D(m) = (1+0,02n) Q^{0.5}$ n = le nombre d'heure de pompage/j

$$\text{Vérification : } V = \frac{4 Q(m^3/s)}{\pi D_{int}^2(m)} \text{ avec } 0,3 \leq V(m/s) \leq 1.2$$

En ce qui concerne les conduites de distribution, à partir de la vitesse hypothétique de 1m/s et des débits transitant dans chaque tronçon, on déterminera les diamètres théoriques, puis le choix des diamètres intérieurs et commerciaux se fera dans le catalogue de conduites du fabricant INTERPLAST.

On optera comme matériau, du Polyéthylène Haute Densité (PEHD), avec soudure bout à bout pour tout le réseau, PN 10 en adduction et PN 16 en distribution en attendant l'étude du coup de bélier. Ce choix se justifie par le fait que :

- Le PEHD est très utilisé dans les nouveaux projets d'AEP. Il intervient aussi bien en zone urbaine que rurale. Dans notre cas (zone semi-rurale, montagnaise) ce matériau se prête bien aux difficultés de pose rencontrées dans les agglomérations, les sols difficiles et pressions élevées dues au relief très accidenté.
- Il permet des économies d'eau (réduction des fuites) et donne de bons rendements sur le réseau.

Les Pressions Nominales ont été choisies conformément aux habitudes de dimensionnement des réseaux du bureau d'étude. Cependant ces hypothèses seront étudiées ensuite confirmées ou réfutées plus bas.

1.10. Pertes de charges

Les pertes de charge interviendront aussi bien dans le dimensionnement des conduites de distribution que de refoulement. La formule retenue est celle de Manning Strickler pour les pertes de charges linéaire majorée de 5% pour les pertes de charge singulières.

La formule de perte de charge totale (j) s'énonce donc :

$$J(m) = 1,05 \times 10,29 \times \frac{Q(m^3/s)^2 \times L(m)}{ks^2 D(m)^{\frac{16}{3}}}$$

Avec Q : le débit transité dans le tronçon, L : sa longueur, D : son diamètre et $Ks = 120$: le coefficient de rugosité du tuyau selon Manning Strickler

2. Etudes de base de dimensionnement

2.1. Choix et justification de la ressource en eau

Le centre urbain de Danyi possède un relief très accidenté, il se situe dans une zone montagneuse où l'accès aux eaux souterraines est très difficile. L'hydrogéologie est caractérisée par des aquifères de socle avec une couche d'altération importante sur roches cristallines. Les pentes de terrains naturel y sont fortes ce qui favorise le drainage et limite l'infiltration des eaux de ruissellement. Les forages situés dans la zone sont à des profondeurs moyennes de 47 m avec des débits faibles de l'ordre de 0 à 5 m³/h (MacDonald Mott, 1993).

Cependant l'abondance des précipitations (1000 à 1500 mm en moyenne par an) combinée aux caractéristiques physiques citées ci-dessus donne à cette région une hydrographie importante. En effet les ressources en eau de surface y abondent.

C'est ce qui justifie notre choix d'utiliser les eaux de surface en lieu et place des eaux souterraines dont la mise en valeur est généralement moins onéreuse (Coût de traitement faible). Notre choix a porté sur le mini barrage réalisé dans le cadre de l'ancien système d'AEP dont il conviendra de vérifier la capacité à satisfaire les besoins à l'horizon du projet.

2.2. Disponibilité de la ressource en eau

2.2.1. Le bassin versant

La superficie drainée par le bassin versant avec pour exutoire la digue du mini barrage est de 9,53 km² pour un périmètre de 23,14 km. Il présente un réseau hydrographique en arête de poisson d'une longueur total de 19,96 km. La source en eau du barrage provient d'un affluent à caractère temporaire (saison hivernale uniquement) en rive gauche du cours d'eau Tono et d'une source pérenne. L'écoulement de l'eau s'effectue dans le sens Nord-Est / Sud-Ouest. Le lit mineur du cours d'eau est très marqué et sinueux. Une forêt-galerie encadrant le cours d'eau décrit les mêmes sinuosités. Cette galerie est située en hauteur sur du sol constitué en surface de roches gneissiques. Le phénomène d'érosion-dépôt est très faible, ce qui est confirmé par la faible turbidité de l'eau en saison hivernale comme en étiage. La raison est que la zone est montagneuse.

En ce qui concerne la cuvette du mini barrage, elle s'étend sur une superficie de 4,4 ha pour un périmètre de 1,851 km.

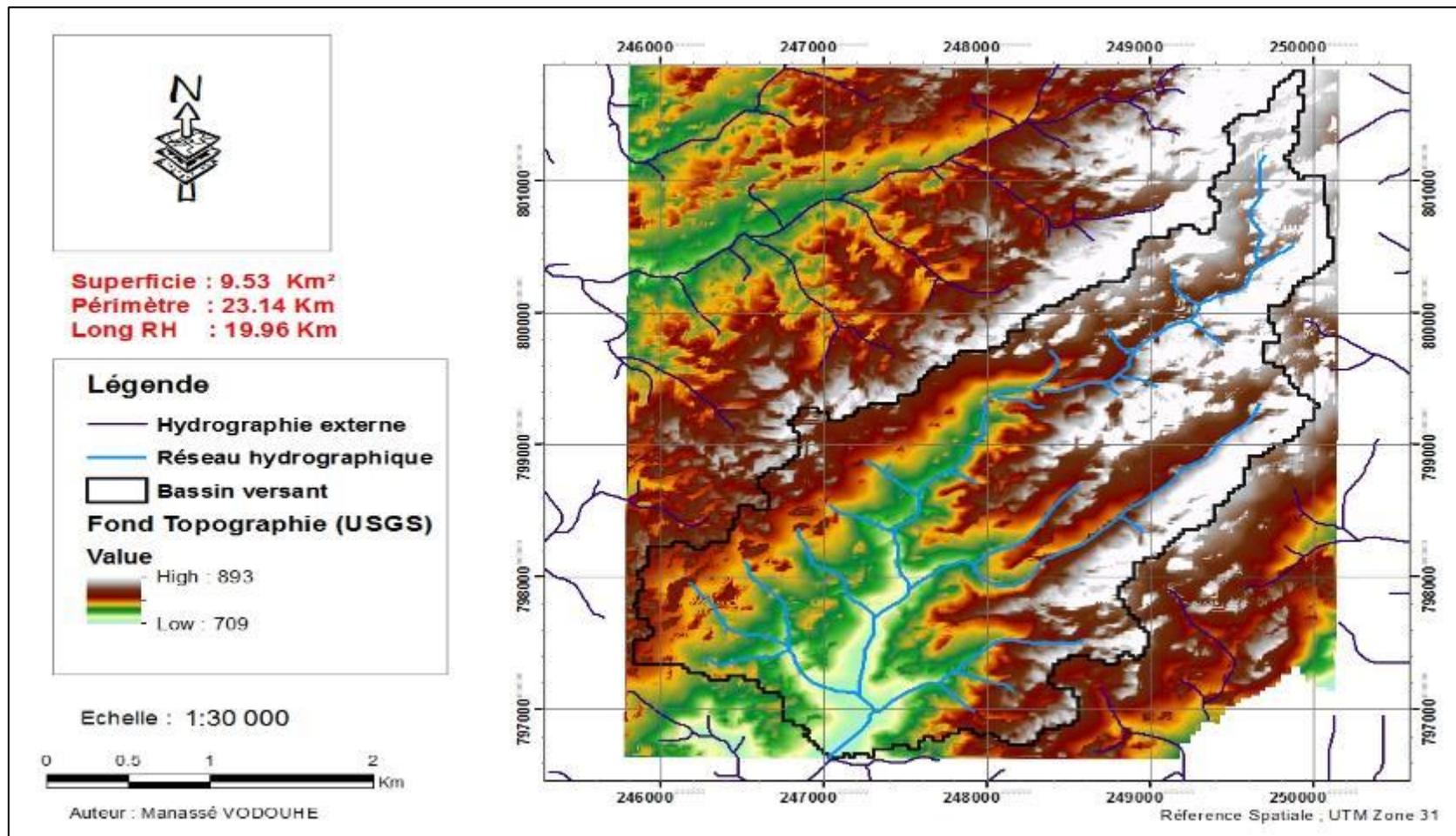


Figure 5 : Délimitation du Bassin versant

2.2.2. Etude de la cuvette et des apports en eau

A partir des levés topographiques une étude approfondie de la cuvette a été réalisée grâce au logiciel Global Mapper. Il en ressort qu'elle s'étend sur une superficie de **4,4ha** avec une capacité maximale de **175866 m³** le déversoir étant à une cote de **732,25m**.

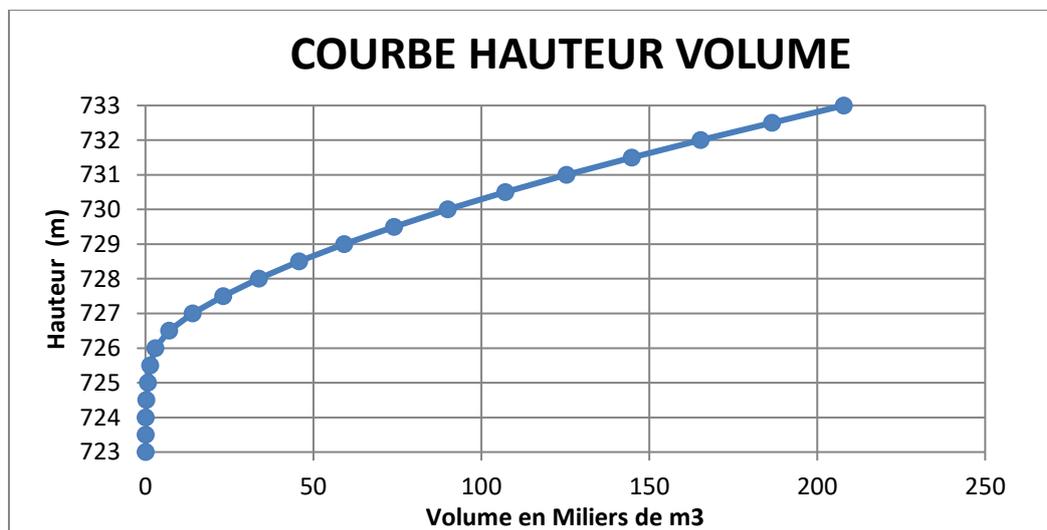


Figure 6 : Courbe Hauteur-Surface

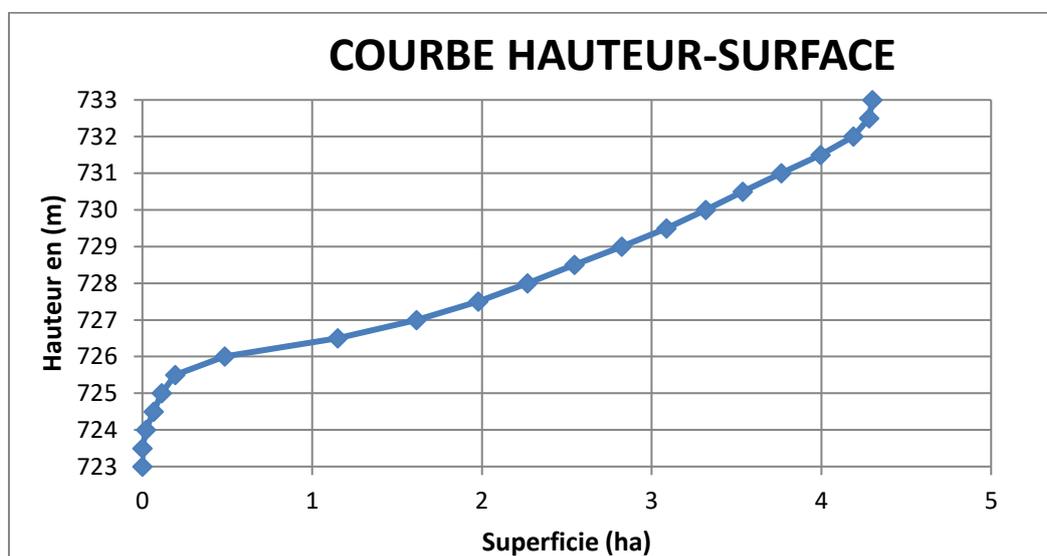


Figure 7 : Courbe Hauteur-Volume

La détermination des apports a consisté essentiellement à l'analyse et au traitement des données météorologiques recueillies au niveau des stations synoptiques de référence. Il s'agit des stations de Danyi Apéyéme et de Kouna-Konda dont le tableau ci-dessous récapitule les données.

Tableau 3 : Station météorologique de référence

Nom	Type	Localisation	Position	Facteurs de climat	Période de relevé
Danyi Apéyéomé	Pluviométrique	Longitude : 00° 41' E Latitude : 07° 12' N	Site d'étude	Pluies - annuelles - max journalier.	1987-2003
Kouma-Konda	Synoptique	Longitude : 00° 34' E Latitude : 06° 57' N	30 km au Sud-Ouest du site	Températures, Insolation Humidités, Vitesse vent Evaporation	1972-2002

Tableau 4: Résumé données de station de Danyi Apéyéomé

	JANV	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
Tn	19,9	20,6	21,0	20,9	21,1	20,2	19,5	19,7	19,8	19,5	19,9	19,7
Tx	30,6	32,2	31,4	30,2	28,6	27,2	25,6	25,4	26,2	27,9	29,5	29,0
Un	40,7	40,3	53,6	63,4	68,7	76,1	80,6	81,5	78,5	72,4	62,9	54,7
Ux	84,6	88,1	94,9	96,1	97,2	101,3	99,4	99,6	99,5	98,6	97,2	90,1
Vent	1,6	1,9	2,0	2,0	1,8	1,6	1,4	1,5	1,5	1,6	1,5	1,4
Bac A	142,9	149,2	138,8	113,0	105,7	72,0	58,5	50,3	63,6	96,6	100,9	105,9
Ins	97,2	99,4	94,4	76,8	71,9	49,0	39,7	34,2	43,3	65,7	68,6	72,0
Pan	235,6	226,8	204,6	189,0	201,5	126,0	74,4	71,3	102,0	195,3	258,0	235,6
Pmj	16,0	30,8	79,0	122,5	133,1	184,9	172,5	152,0	202,7	140,7	28,5	29,6
Eto	52,0	54,0	40,8	95,2	80,5	100,8	103,9	133,1	127,6	111,1	42,7	83,8

Légende :

Tn : moyenne des températures minimales en °C
 Tx : moyenne des températures maximales en °C
 Un : moyenne des humidités relatives minimales en %
 Ux : moyenne des humidités relatives maximales en %
 Vent : moyenne des vitesses en m/s

bac A : moyenne des évaporations au bac A en mm d'eau

Ins : moyenne des durées d'insolation en h

Pan : moyenne des pluies mensuelles en mm d'eau

Pmj : record des pluies maximales journalières en mm

Eto : évaporation d'une nappe d'eau libre = 0,75 x évapo bac A

L'analyse des données a consisté en une analyse fréquentielle des données de pluie de la station de Danyi Apéyéomé. Ainsi pour des périodes de retour données, nous avons déterminé les hauteurs de pluie correspondantes à travers la loi de Gauss. Ces hauteurs de pluie ont été transformées en volume en passant par le coefficient d'écoulement déterminé par les méthodes d'ORSTOM et de Dubreuil-Vuillaume. Les méthodes de Rodier et de Girad n'étant pas applicables aux caractéristiques de notre bassin versant.

$$V = Ke \times S_{BV} \times Pan \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{BV} \text{ (ha)}; \text{ superficie du bassin versant} \\ Pan \text{ (mm)}; \text{ pluviométrie annuelle} \\ Ke(\%); \text{ Coefficient d'écoulement.} \\ V \text{ (m}^3\text{)}; \text{ apport en eau} \end{array} \right\}$$

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Détermination des apports

		ORSTOM	Dubreuil-Vuillaume	Retenu
	<i>Année moyenne</i>	<i>Année décennale sèche</i>	<i>Année décennale sèche</i>	<i>Année décennale sèche</i>
<i>Pluie (mm)</i>	1291,3	948,4	948,4	2 907 606
<i>Coefficient d'écoulement (%)</i>	36,3	33	31,34	
<i>Volume (m³)</i>	4 469 570	2 982 623	2 832 588	

On retient alors que l'apport au niveau du mini barrage en année moyenne est de **4 469 570 m³** contre en environ **2 907 606 m³** en année décennale (T=10 ans) sèche.

V. RESULTATS ET DISCUSSIONS

1. Evaluation des besoins en eau

Les besoins en eau des populations du centre urbain de Danyi ont été évalués sur la base des hypothèses de base énoncées et des projections démographiques précédemment faites.

Cependant, pour mobiliser la quantité d'eau effective couvrant ces besoins, nous devons introduire les notions de perte en eau au niveau de toute la filière de production en passant par le traitement jusqu'à la distribution.

Le tableau ci-dessous présente le récapitulatif des besoins en eau ainsi que de la production d'eau brute.

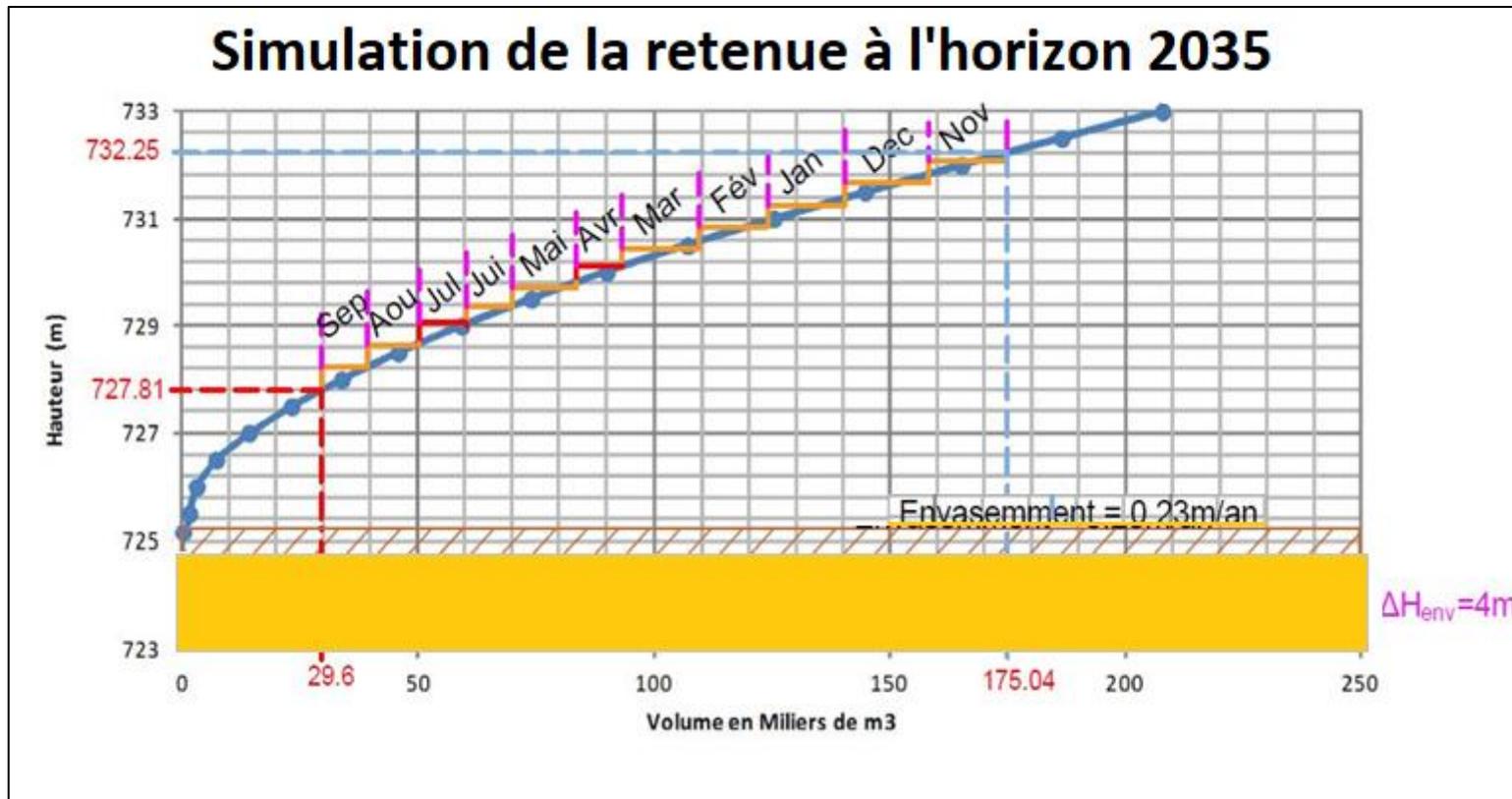
Tableau 6 : Détermination des besoins en eau des populations

Désignation	Unité	Horizons				
		2018	2020	2025	2030	2035
Taux d'accroissement	%	2,96				
Population Totale	Habt.	6879	7292	8437	9762	11295
Besoins Spécifiques	l/j.Habt	25				
Besoins en eau des populations	l/j	171 967	182 298	210 924	244 044	282 365
	m ³ /j	171,97	182,30	210,92	244,04	282,36
rendement de l'AEP	%	85				
Taux de couverture de l'AEP	%	100				
Production d'eau brute	l/j	197 762	209 643	242 562	280 651	324 720
	m ³ /j	197,76	209,64	242,56	280,65	324,72

- Les besoins en eau des populations de Danyi Apéyémé sont évalués à **171,97 m³/j** en 2018 contre **282,36 m³/j** à l'horizon du projet (2035).

- La quantité d'eau à mobiliser pour satisfaire ces besoins (besoins en eau brute) s'élèvent à **197,76 m³/j** en 2018 contre **324,72 m³/j** à l'horizon du projet (2035)

Les besoins en eau étant déterminés, une simulation de l'utilisation de la retenue d'eau existante à l'horizon du projet a été effectuée. La figure ci-dessous présente les résultats obtenus.



— : Besoins en eau à satisfaire ; | : déficit pluvieux positif ; | : déficit pluvieux négatif.

Figure 8 : Simulation utilisation de la retenue

On retient que la retenue existante est capable de supporter les besoins en eau des populations à l'horizon du projet avec une cote d'étiage de 727,81m soit une profondeur d'eau d'environ 3,71 m à l'exutoire totalisant un volume d'environ 29 600 m³ d'eau. Le détail des calculs sera présenté en annexe IV. L'existence de la source en rive gauche est aussi une aubaine pour les futures extensions.

2. Débit de dimensionnement

Afin de tenir compte de toutes les contraintes pouvant survenir au cours du fonctionnement du réseau, il est nécessaire d'introduire les notions de coefficient de pointe, de taux de couverture à son échéance et de rendement.

En application de la formule de calcul du nombre de BF (cf section paramètres de dimensionnement), on retient alors vingt-deux (22) Bornes Fontaines et un total de 18 Branchements Particuliers identifiés.

Le tableau ci-dessous présente le récapitulatif du calcul des débits de dimensionnement du réseau :

Tableau 7 : Calcul des débits de dimensionnement

B Spé (l/j)	Pop 2035	EXHAURE ET ADDUCTION										DISTRIBUTION				
		Bmj (m ³ /j)	Cpj	Bpj (m ³ /j)	C Tr	C dis	Qprod (m ³ /j)	Qadd (m ³ /j)	Tadd (h)	Q prod (m ³ /h)	Qadd (m ³ /h)	Cph	N BF	Qdis (m ³ /h)	Q Théorique (l/s)	Q BF retenu (l/s)
(1)	(2)	(3)=(1)x(2)	(4)	(5)= (3)x(4)	(6)	(7)	(8)=(5)x(6)x(7)	(9)= (5)x(7)	(10)	(11)=(8)/(10)	(12)=(9)/(10)	(13)	(14)	(15)= (9)x(13)/(14)x24	(16)=(15)/3,6	
25	11295	282,38	1,15	324,73	1,05	1,1	375,06	357,20	12	31,26	29,77	2	22	1.35	0,38	0,40
Q choisi										32,00	30,00					

Avec

Bmj : Besoin moyen journalier

Bpj : Besoin de pointe journalier

Cpj : Coefficient de pointe journalier

C Tr : Coefficient de perte par traitement

C dis : Coefficient de perte par transport et distribution

Cph : Coefficient de pointe horaire

Pop : Taille de la population en 2035

Bspé : Besoin spécifique

Tadd : Durée de fonctionnement de la station de pompage

N BF : Nombre total de Borne Fontaine

Q prod : Débit de production

Q add : Débit d'adduction

Q dis : Débit de distribution (BF)

Q Théorique : Débit théorique par Borne fontaine

Q retenu : Débit retenu par Borne fontaine

Concernant les débits de dimensionnement de l'AEP de Danyi on retient :

- un débit de production journalier total de **373,43 m³/j** soit environs **32 m³/h**,
- un débit de pompage (adduction) journalier total de **340,96 m³/j** soit environs **30 m³/h**.

Selon le cours d'approvisionnement en eau potable (Dénis ZOUNGRANA 2003), les débits aux points de distribution sont de l'ordre de :

- **BP : 0,1 l/s à 0,2 l/s**
- **BF : 0,2 l/s à 0,5 l/s**
- Nous avons un débit par Borne Fontaine calculé de **0,38 l/s** arrondi à **0,4 l/s**

Pour les branchements particuliers, un débit de dimensionnement de **0,2 l/s sera pris en compte**.

Ainsi les BF seront équipées de deux (02) robinets de 0,2 l/s chacune et les BP d'un robinet de 0,2 l/s par lieu d'implantation. (Voir plan en annexe XI)

3. Dimensionnement du système d'AEP

3.1. Filière traitement

3.1.1. Le dégrillage :

Ce dispositif se localise au niveau de l'ouvrage de prise/vidange décrit plus haut. Il aura pour rôle d'arrêter les corps grossiers (corps flottants, gros déchets tel que branchages et cailloux). L'espacement entre les barreaux de la grille sera de 3cm pour un dégrillage optimal.

En ce qui concerne l'ouvrage de prise existant, il est en bon état. Cependant il nécessite quelque rénovation à savoir :

- remise d'une nouvelle conduite en PEHD de diamètre Ø110 avec crépine
- mise en place d'un système de régulation pour la vidange ;
- mise en place d'un robinet-vanne DN 100 d'isolement en aval de la conduite de prise d'eau.

3.1.2. Le dessablement

Ce dispositif a pour but de piéger les particules solides charriées par les eaux et les matières en suspensions de granulométrie comprise entre 200 et 500 µm : graviers, sable, les tessons de bouteilles...

Nous avons opté pour un dessableur canal en béton armé de forme rectangulaire.

Ce canal sera divisé en deux couloirs permettant la mise en service du second couloir lorsqu'on extrait les résidus du premier.

Le tableau ci-dessous présente les paramètres utilisés ainsi que les résultats du dimensionnement obtenus.

Tableau 8 : Récapitulatif du dimensionnement du dessableur

Paramètres	
Q prod (m ³ /j)	373,43
T prod(h)	12
Q prod (m ³ /h)	32
V (m/s)	0,2
I	0,002
Ks (béton)	70
Dimensions (m)	
Hauteur : y	0,5
Largeur : b	1,7
Revanche : R	0,2
Pente : I	0,20%

Le dessableur ainsi dimensionné aura donc une section transversale de 1,7m × 0,7m avec une pente longitudinale de 0,20% permettant l'élimination des particules.

3.1.3. Coagulation-Floculation

Le but de la coagulation-floculation est d'agréger les MES (matières en suspension) fines (0,2 µm - 50 µm) en MES grossières ($d_p > 50 \mu\text{m}$) décantables. Ici il sera question de trouver les dimensions du mélangeur ainsi que les caractéristiques de ses palmes.

Les paramètres de dimensionnement ainsi que les résultats sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau 9 : Récapitulatif dimensionnement de la filière floculation-coagulation

Paramètres		
D_{pc} : diamètre des particules (μm)	2	
G : gradient de vitesse (s^{-1})	25	
No : nombre de particule /m ³	4,77 E12	
Résultats		
T : temps d'agrégation de MES	1800 s ou 30 mn	
Volume du mélangeur	16 m ³	
Dimensions du Mélangeurs		
L (m)	l (m)	H (m)
6,15	1,75	1,5
Caractéristique des palmes		

H=T(m)	C(m)	b(m)	D(m)	l(m)	w(m)
1.5	0.5	0.15	0.5	0.13	0.1

On optera pour un mélangeur de capacité 16 m³. Il sera muni de 3 pales de puissance 580 w chacune. Les palmes seront installées à 0.5 m du radier du mélangeur. Les plans seront présentés en annexes VII

3.1.4. Décantation

La décantation a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules s'accumulent au fond du bassin, d'où on les extrait périodiquement. L'eau récoltée en surface est dite clarifiée.

Tableau 10 : Récapitulatif dimensionnement du décanteur à flux horizontal

Paramètres		
Masse volumique de la particule	Kg/m ³	1300
Masse volumique du fluide	Kg/m ³	1000
Viscosité dynamique du fluide	Pa.S	0,001
Débit à traiter	m ³ /h	32
Constante de pesanteur	m.S ⁻²	9,81
Diamètre de la particule	μm	60
Résultats		
Vitesse de chute de la particule	m/s	0,0006
Surface du décanteur	m ²	15,10
Temps de décantation	mn	45
Dimensions d'une cellule du décanteur		
L (m)	l (m)	H (m)
4	3	1.3

Il est prévu deux cellules (une cellule secours). Il sera donc installé un décanteur à flux horizontal à deux cellules d'une longueur totale de 8 m et une largeur de 6 m. Chaque cellule sera munie de chicanes.

Une pente de 2% permettra d'évacuer gravitairement les particules déposées au fond de l'ouvrage. Une conduite de 200 mm installée en aval évacuera les boues vers une mini station de traitement prévue à cet effet pour traitement avant rejet dans le milieu extérieur. De même le décanteur sera équipé d'un déversoir qui permettra de déverser l'eau dans le bac d'alimentation de la station de filtration.

3.1.5. Filtration rapide

La gamme de filtres choisis est les filtres sous pressions autonettoyant en silo. Ce type de matériel permet d'obtenir des eaux limpides avec une concentration en MES de l'ordre de 5 mg/l, avec une capacité de l'ordre de 32 m³/h par module. L'étape de filtration sera constituée de deux modules fonctionnant en parallèle. Un jeu de vannes de sectionnement permettra l'isolation de chaque module (possibilité d'intervention en cas de panne et de lavage).

Débit traité	m ³ /h	32			
Vitesse de filtration	m/h	5			
Résultats					
Volume	m ³	6.4			
Dimensions module de filtre					
L	l	Heau	Hsable	Hgravier	Htotal
2.3	2.3	1.3	1	0.5	2.8

On opéra pour des modules carrés de 2.3m x 2.3m de 3m de haut.

Les filtres seront alimentés gravitairement à partie du décanteur afin d'assurer un écoulement lent et homogène sur son lit.

3.1.6. Désinfection

L'analyse chimique des eaux du mini barrage de Danyi révèle des caractéristiques organoleptiques et chimiques acceptables comme l'atteste l'annexe X. De ce fait aucun traitement chimique spécial ne sera fait au niveau de la désinfection excepter la chloration.

La désinfection sera effectuée par chloration à l'hypochlorite de calcium Ca(ClO)₂. Il s'agit d'un soluté vendu sous forme de pastille ou en poudre de 45 à 50 Kg constitué à 70 % de chlore pure que l'on dissout dans de l'eau distillée. L'injection de la solution dans le réseau se fera par le biais d'une pompe doseuse après la bêche.

✓ **Hypothèse de base :**

- Concentration de solution : 30g/l
- Taux de traitement : 0,5 g/m³ - 1g/m³ soit une moyenne de 0,75 g/m³
- Durée max dans le bac : trois (03) jours soit 72h (Ce choix se justifie par le fait que le bac est hermétiquement fermé sinon que le chlore se volatilisant au bout de 48h)

✓ **Volume du bac**

La masse de soluté nécessaire pour traiter la demande journalière de 357,2 m³ d'eau brute

$$m_s = \frac{357,2 \times 0,75}{0,7} = 387,71 \text{ g}$$

Le volume de solution de 30g/l à préparer

$$v = \frac{378,71}{30} = 12,62 \text{ l/j}$$

Pour les trois jours on aura 37,87 l. alors on choisira un bac de préparation de volume

V_t = 50 l

La masse de désinfectant commercial correspondant au bac choisi est :

$$m_t = \frac{30 \times 50}{0,7} = 2142,85 \text{ g}$$

Ainsi il s'agira de dissoudre 2143 g d'hypochlorite de calcium dans 50 litres d'eau pour 72h de traitement.

✓ **Débit d'injection**

L'injection se fera au refoulement après la bêche pendant les 12h de traitement journalier.

Le débit d'injection est alors :

$$q = \frac{12,62}{12} = 1,05 \text{ l/h} \text{ Soit } 17,5 \text{ ml/mn}$$

*on choisira une pompe doseuse de débit **q = 17,5 ml/min***

Les caractéristiques de la pompe doseuse ainsi que du bac de traitement seront présentées en annexe x.

3.2. Réseau de distribution :

3.2.1. Tracé du Réseau de distribution

Dans le cadre de ce projet, nous avons opté dans un premier temps pour un réseau de distribution mixte compte tenu de la configuration des quartiers à alimenter. Il était alors constitué d'une petite partie maillée en forme de huit (08) et en grande partie était ramifiée.

Cependant, après calcul nous nous sommes rendu compte que les deux tronçons 24_25 et 30_46 à l'origine des mailles présentaient des vitesses incroyablement faibles en périodes de pointes. Cette situation du fait de la possible prolifération des bactéries dans ces tronçons est très dommageable pour la santé des populations. De ce fait cette option a

été abandonnée pour un réseau entièrement ramifié. Le maillage pourrait être mis en place lors de future extension quand les demandes seront plus conséquentes.

Il faut noter que ce tracé est calqué sur le tracé routier du terrain afin de faciliter l'accès au réseau en cas d'intervention. En outre l'emplacement des nouveaux points d'eau prend en compte les anciens pour ne pas trop modifier les habitudes des populations (voir annexe I).

3.2.2. Dimensionnement du réseau de distribution

Le réseau de distribution a été calculé dans un premier temps en régime permanent grâce au tableur EXCEL pour déterminer les pressions maximales au niveau des nœuds afin de déterminer les classes de conduites à utiliser. Ensuite, une simulation en régime dynamique a été effectuée avec le logiciel Bentley WaterCAD afin d'ajuster le dimensionnement vu que les paramètres du système de distribution varient en fonction du temps :

- Variation des consommations au cours de la journée
- Variation du niveau d'eau dans le réservoir (remplissage, vidange)
- Variation de l'état des pompes (marche /arrêt).

Résultat en régime permanent

D'après le tableau des calculs de pression aux nœuds ci-dessous, le nœud 52 est le point le plus défavorisé hydrauliquement avec une cote de 817 m. La hauteur sous cuve Hsc est alors donnée par la formule suivante :

$$\text{Hsc} = \text{Perte de charge dans la conduite entre le château et le point le plus défavorable (1)} + \text{Pression de service (2)} + \text{côte conduite au point le plus défavorable (3)} - \text{côte TN du château d'eau (4)}$$

$$\Delta H = 18,37 \text{ m}$$

$$P_{\text{ser}} = 10 \text{ m}$$

$$Z_{N52} = 817 \text{ m}$$

$$Z_{\text{TN}_R} = 827,98 \text{ m}$$

$$\text{On a donc } H_{\text{sc}} = 18,37 + 10 + 817 - 827,98 = 17,39 \text{ m}$$

$$\text{Hsc} = 17,50 \text{ m}$$

Tableau 11 : Dimensionnement global réseau AEP de Danyi

Tronçons	L (m)	Q (m ³ /s)	Dth (m)	Dint (m)	DN (mm)	Vites (m/s)	Pdc (m)	ΣPdc (m)	Zaval (m)	P Ser (m)	cote Min (m)	Charge (m)	P aval (m)
R_1	42	0,0124	0,1257	0,141	160	0,79	0,17	0,17	827,9	10	838,07	845,31	17,41
1_2	466	0,0124	0,1257	0,141	160	0,79	1,85	2,02	814,73	10	826,75	843,46	28,73
2_BF1	27	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,62	2,64	814,44	10	827,08	842,84	28,40
2_3	359	0,012	0,1236	0,141	160	0,77	1,34	3,36	814,22	10	827,58	842,12	27,90
3_BP1	26	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,15	3,51	814,58	10	828,09	841,97	27,39
3_4	411	0,0118	0,1226	0,141	160	0,76	1,48	4,84	816,43	10	831,27	840,64	24,21
4_BP2	23	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,13	4,97	816,17	10	831,14	840,51	24,34
4_5	97	0,0116	0,1215	0,1234	140	0,97	0,69	5,53	817,21	10	832,74	839,95	22,74
5_BF2	35	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,80	6,33	814,98	10	831,31	839,15	24,17
5_6	57	0,0112	0,1194	0,1234	140	0,94	0,38	5,90	817,76	10	833,66	839,58	21,82
6_BP3	25	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,14	6,05	818,5	10	834,55	839,43	20,93
6_7	63	0,011	0,1183	0,1234	140	0,92	0,40	6,31	817,24	10	833,55	839,17	21,93
7_BP4	22	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,13	6,43	815,57	10	832,00	839,05	23,48
7_8	24	0,0006	0,0276	0,0352	40	0,62	0,37	6,67	818,02	10	834,69	838,81	20,79
8_BP5	31	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,18	6,85	817,61	10	834,46	838,63	21,02
8_9	146	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	0,99	7,66	814,6	10	832,26	837,82	23,22
9_BF3	25	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,57	8,24	814,82	10	833,06	837,24	22,42
7_10	47	0,0102	0,1140	0,1234	140	0,85	0,26	6,56	815,75	10	832,31	838,92	23,17
10_11	171	0,0012	0,0391	0,0554	63	0,50	0,93	7,49	811,58	10	829,07	837,99	26,41
11_BP6	16	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,09	7,58	810,52	10	828,10	837,90	27,38
11_12	234	0,001	0,0357	0,0554	63	0,41	0,88	8,38	804,75	10	823,13	837,10	32,35
12_BF4	30	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,69	9,06	806,69	10	825,75	836,42	29,73
12_13	107	0,0006	0,0276	0,044	50	0,39	0,50	8,87	804,46	10	823,33	836,61	32,15

13_BP7	61	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,35	9,22	808,11	10	827,33	836,26	28,15
13_14	149	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	3,42	12,29	806,21	10	828,50	833,19	26,98
14_BP8	48	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,28	12,57	803,45	10	826,02	832,91	29,46
14_15	231	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	1,33	13,62	799,42	10	823,04	831,86	32,44
15_BP9	116	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,67	14,29	805,12	10	829,41	831,19	26,07
10_16	146	0,009	0,1070	0,1102	125	0,94	1,14	7,70	812,87	10	830,57	837,78	24,91
16_BP10	59	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,34	8,04	815,5	10	833,54	837,44	21,94
16_17	94	0,0088	0,1059	0,1102	125	0,92	0,70	8,40	813,67	10	832,07	837,08	23,41
17_BP11	88	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,51	8,91	817,66	10	836,57	836,57	18,91
17_18	216	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	4,96	13,37	812,62	10	835,99	832,11	19,49
18_BF5	30	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,69	14,05	811,38	10	835,43	831,43	20,05
17_19	244	0,0082	0,1022	0,1102	125	0,86	1,58	9,98	810,04	10	830,02	835,50	25,46
19_BF6	32	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,74	10,72	809,45	10	830,17	834,76	25,31
19_20	170	0,0078	0,0997	0,1102	125	0,82	1,00	10,98	812,15	10	833,13	834,50	22,35
20_BF10	33	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,76	11,74	811,76	10	833,50	833,74	21,98
20_21	98	0,0074	0,0971	0,1102	125	0,78	0,52	11,50	814	10	835,50	833,98	19,98
21_BF9	84	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	1,93	13,43	813,43	10	836,86	832,05	18,62
21_22	77	0,007	0,0944	0,1102	125	0,73	0,36	11,86	812,86	10	834,72	833,62	20,76
22_23	193	0,0014	0,0422	0,0554	63	0,58	1,43	13,29	802,89	10	826,18	832,19	29,30
23_BF7	18	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,41	13,70	802,72	10	826,42	831,78	29,06
22_24	233	0,0056	0,0844	0,0968	110	0,76	1,40	13,26	806,29	10	829,55	832,22	25,93
23_26	138	0,001	0,0357	0,0554	63	0,41	0,52	13,81	788,92	10	812,73	831,67	42,75
26_27	186	0,0006	0,0276	0,0352	40	0,62	2,84	16,64	780,22	10	806,86	828,84	48,62
27_BF12	16	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,37	17,01	780,33	10	807,34	828,47	48,14
27_28	230	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	1,32	17,96	774,9	10	802,86	827,52	52,62
28_BP12	15	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,09	18,05	775,24	10	803,29	827,43	52,19
26_25	229	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	1,55	15,36	796,98	10	822,34	830,12	33,14

25_BF8	38	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,87	16,23	795,96	10	822,19	829,25	33,29
24_29	334	0,0032	0,0638	0,0792	90	0,65	1,92	15,18	807,7	10	832,88	830,30	22,60
29_BF11	12	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,28	15,46	807,78	10	833,24	830,02	22,24
29_30	211	0,0028	0,0597	0,0792	90	0,57	0,93	16,11	793,79	10	819,90	829,37	35,58
30_31	118	0,0028	0,0597	0,066	75	0,82	1,37	17,48	792,34	10	819,82	828,00	35,66
31_32	94	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	0,64	18,12	788,68	10	816,80	827,36	38,68
32_BF13	10	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,23	18,35	788,76	10	817,11	827,13	38,37
31_33	119	0,0024	0,0553	0,066	75	0,70	1,02	18,50	790,04	10	818,54	826,98	36,94
33_34	66	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	0,45	18,94	788,73	10	817,67	826,54	37,81
34_BF15	26	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,60	19,54	788,89	10	818,43	825,94	37,05
33_35	124	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	0,84	19,79	784,28	10	814,07	825,69	41,41
35_BF14	19	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,44	20,22	783,81	10	814,03	825,26	41,45
33_36	168	0,0016	0,0451	0,066	75	0,47	0,64	19,13	785,28	10	814,41	826,35	41,07
36_37	94	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	0,64	19,77	782	10	811,77	825,71	43,71
37_BF17	33	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,76	20,53	781,32	10	811,85	824,95	43,63
36_38	106	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	0,72	19,85	778,98	10	808,83	825,63	46,65
38_BF16	37	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,85	20,70	778,3	10	809,00	824,78	46,48
36_39	115	0,0008	0,0319	0,0554	63	0,33	0,28	19,41	780,99	10	810,40	826,07	45,08
39_40	95	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	0,64	20,06	777,47	10	807,53	825,42	47,95
40_BF19	29	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,67	20,72	777,48	10	808,20	824,76	47,28
39_41	104	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	0,70	20,12	776,26	10	806,38	825,36	49,10
41_BF18	32	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,74	20,85	776,4	10	807,25	824,63	48,23
24_42	281	0,0022	0,0529	0,066	75	0,64	2,02	15,28	803,69	10	828,97	830,20	26,51
42_BP13	12	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,07	15,35	803,4	10	828,75	830,13	26,73
42_43	88	0,0022	0,0529	0,066	75	0,64	0,63	15,91	805,12	10	831,03	829,57	24,45
43_BP14	12	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,07	15,98	805,39	10	831,37	829,50	24,11
43_44	89	0,002	0,0505	0,066	75	0,58	0,53	16,44	803,18	10	829,62	829,04	25,86

44_BF20	16	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,37	16,81	803,81	10	830,62	828,67	24,86
44_45	38	0,0016	0,0451	0,066	75	0,47	0,14	16,58	801,67	10	828,25	828,90	27,23
45_BP15	26	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,15	16,73	803,57	10	830,30	828,75	25,18
45_46	87	0,0014	0,0422	0,066	75	0,41	0,25	16,84	799,01	10	825,85	828,64	29,63
46_47	434	0,0004	0,0226	0,0352	40	0,41	2,94	19,78	814,34	10	844,12	825,70	11,36
47_BF21	14	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,32	20,10	814,19	10	844,29	825,38	11,19
46_48	253	0,001	0,0357	0,0554	63	0,41	0,95	17,79	798,98	10	826,77	827,69	28,71
48_49	68	0,0006	0,0276	0,044	50	0,39	0,32	18,11	794,69	10	822,80	827,37	32,68
49_BP16	37	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,21	18,32	792	10	820,32	827,16	35,16
49_50	50	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	1,15	19,26	791,38	10	820,64	826,22	34,84
50_BF22	23	0,0004	0,0226	0,028	32	0,65	0,53	19,78	792,54	10	822,32	825,70	33,16
48_51	197	0,0004	0,0226	0,044	40	0,30	0,41	18,20	816,67	10	844,87	827,28	10,61
51_BP17	22	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,13	18,32	816,3	10	844,62	827,16	10,86
51_52	30	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,17	18,37	817	10	845,37	827,11	10,11
52_BP18	29	0,0002	0,0160	0,028	32	0,32	0,17	18,54	816,72	10	845,26	826,94	10,22

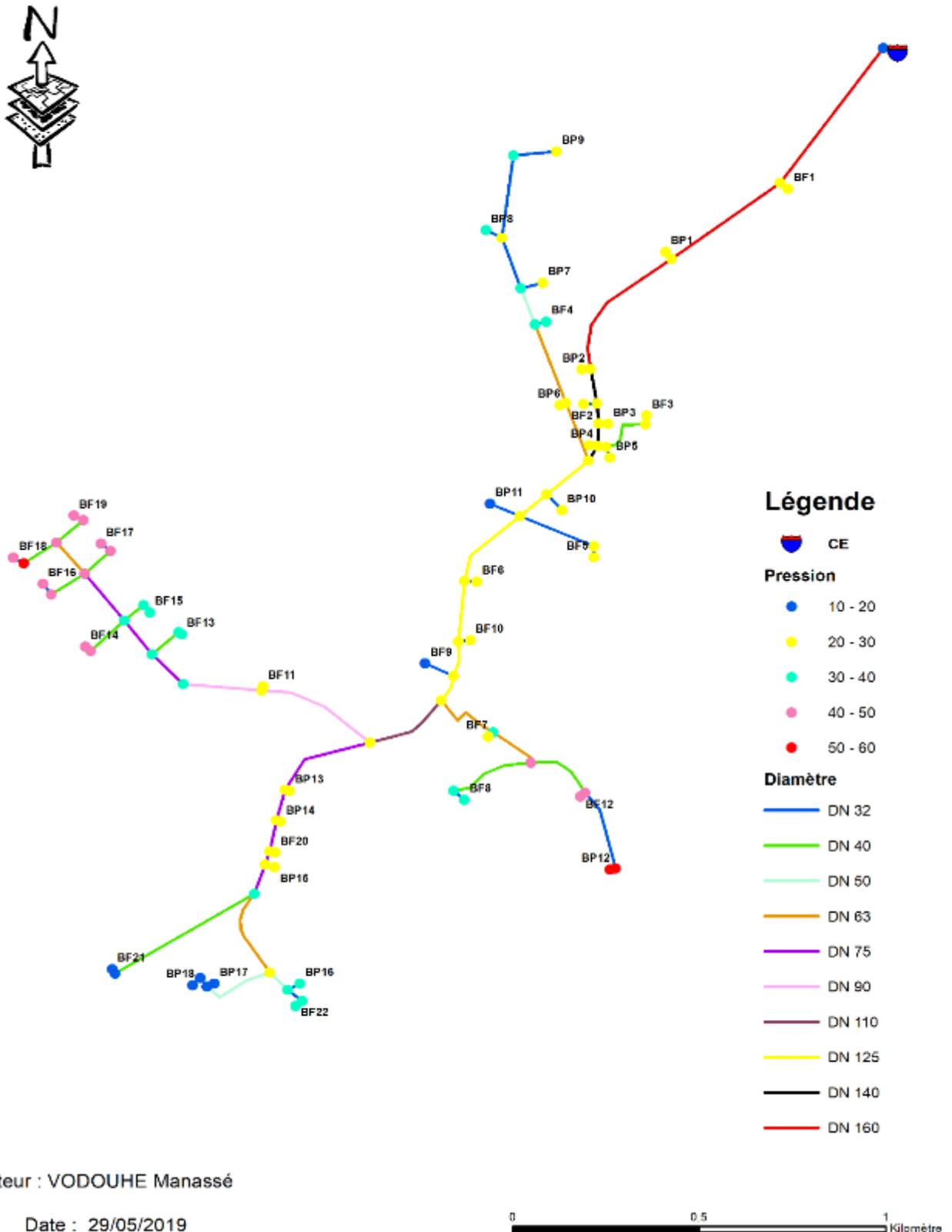
D'après les résultats du tableau, les diamètres nominaux varient de 32 mm à 160 mm. Les pressions ainsi obtenues sont satisfaisantes avec un maximum de 52,62 m au nœud 28, point le plus bas et un minimum de 10,11 m au nœud 52 au point le plus défavorable hydrauliquement.

Les conditions vitesses sont respectées dans le réseau prévenant le risque de dépôt dans les canalisations.

Tableau 12 : Récapitulatif de dimensionnement du réseau de distribution

Récapitulatif Conduites Distribution	
Matière/Diamètre Extérieur (mm) / PN (Bar)	Longueurs de conduites (mètres linéaires)
Distribution : PEHD 100 SDR 17 PN 10	
PEHD DN 160	1278
PEHD DN 140	264
PEHD DN 125	829
PEHD DN 110	233
PEHD DN 90	545
PEHD DN 75	988
PEHD DN 63	1104
Total distribution	5241
Branchements (BF & BP) : PEHD 100 SDR 17 PN 10	
PEHD DN 50	372
PEHD DN 40	1702
PEHD DN 32	2193
Total raccordements	4267
Total conduites à poser	10820
Récapitulatif points de Distribution	
Nombre total de Bornes Fontaines (BF)	22
Nombre total de Branchements Particuliers (BP)	18
Total	40

Résultat de la simulation en régime permanent



Auteur : VODOUHE Manassé

Date : 29/05/2019

0 0.5 1 Kilomètre

Figure 9 : Résultat simulation en régime permanent

3.3. Le stockage :

Le stockage intervient dans l'exploitation courante comme régulateur à la fois du débit et de la pression. Il concerne aussi bien le château d'eau que la bache de reprise au niveau de la station de pompage.

En ce qui concerne le château d'eau, après une simulation des volumes pompés et des volumes consommés sur 24h, nous avons pu déterminer sa capacité utile. Les graphes ci-dessus présentent les résultats de la simulation. Notons que le profil de consommation provient de l'étude APD du centre urbain d'ELAVAGNON réalisé par SETEM-Bénin toujours dans la zone des plateaux et que celui-ci prend en compte les habitudes des populations en matière de consommation en eau.

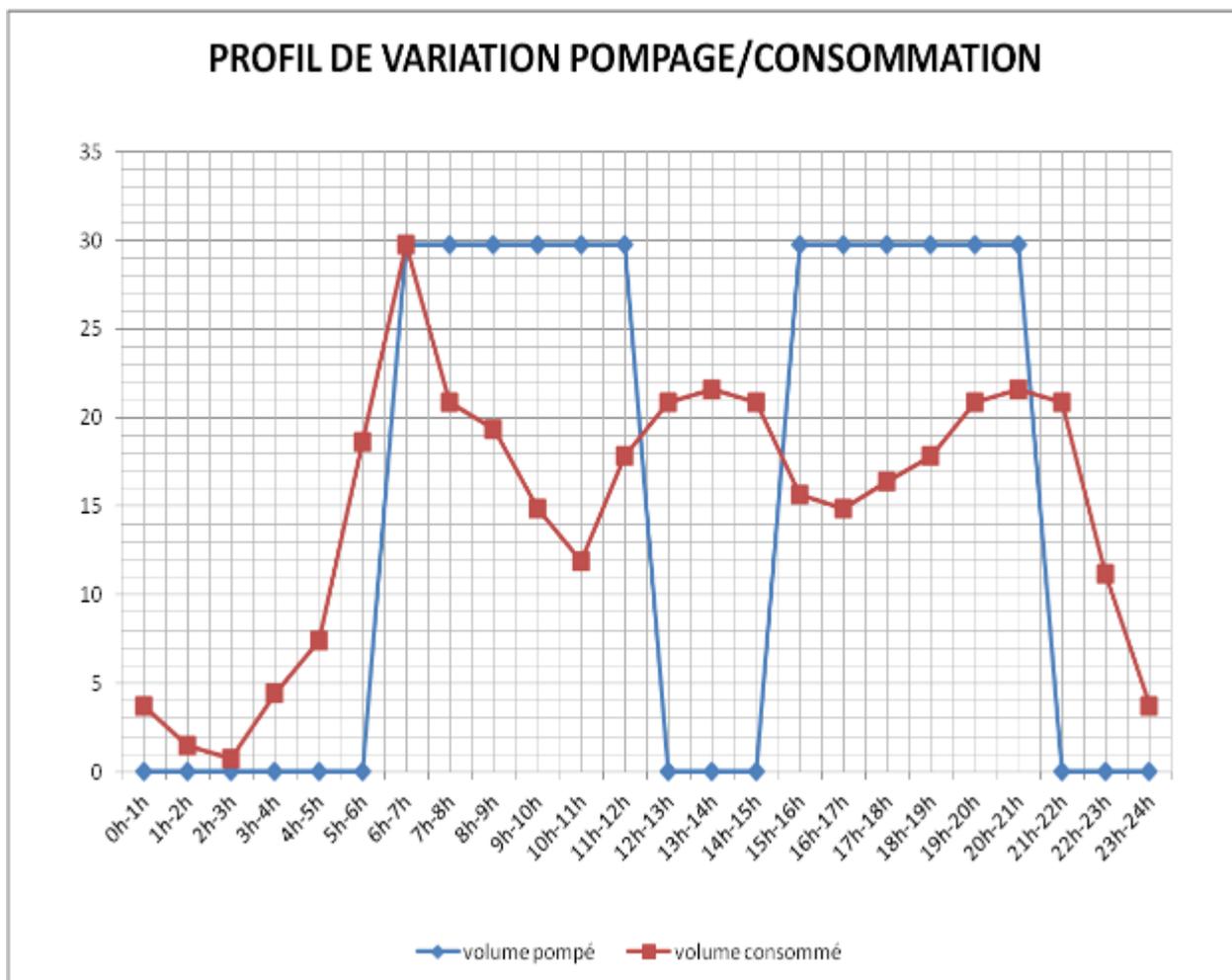


Figure 10 : Courbe de modulation pompage / consommation

Le tableau de calcul du réservoir nous permet de sortir

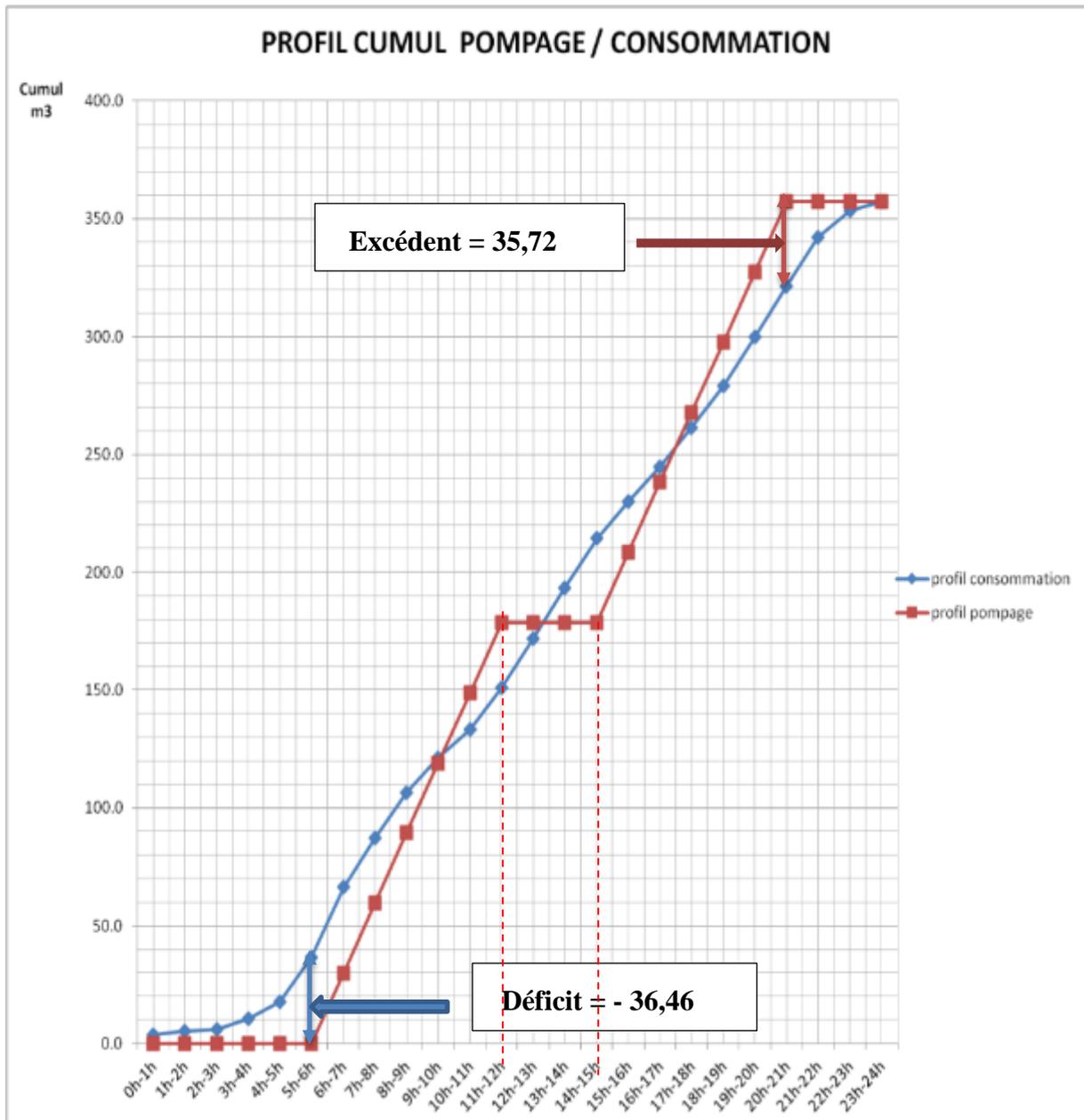


Figure 11 : profil cumul pompage / consommation

Les profils ci-dessus tracés révèlent que :

- le déficit maximum observé est de $-36,46 \text{ m}^3$ et s'étale sur la période de 5h à 7h,
- tandis que l'excédent maximum observé est de $35,72 \text{ m}^3$ de 20h à 21h.

$$C_u = |\text{Déficit Max}| + \text{Excédent Max}$$

On obtient ainsi une Capacité Utile $C_u = 72,19 \text{ m}^3$.

Nous retiendrons un réservoir sur élevé de forme cylindrique en béton armé de capacité totale d'environ **80 m³** avec les caractéristiques suivantes :

Tableau 13: Caractéristiques du Cheateau d'Eau

Dimensions (m)				Cotes (m)									
C_u	C_T	D	H	Hsc	TN	Radier	PBE	PHE	Arrivée	Départ	T P	Vidange	
72,2	80	4,5	5	17,5	827,98	845,48	845,98	850,48	846,48	845,98	850,48	845,48	

La bache de reprise située au niveau de la station de pompage a été dimensionnée en fonction de la demande journalière suivant la formule $V = 0,3 \times Bmj$

On a donc $V = 0,3 \times 282,36 \rightarrow V = 84.70 m^3$

Nous retiendrons une bache semi-enterrée de forme parallélépipédique en Béton armée avec les caractéristiques suivantes :

Tableau 14 : Caractéristique de la Bache de reprise

Capacité (m ³)	Dimensions (m)			Cotes (m)								
V	L	l	H	TN	Radier	PBE	PHE	Arrivée	Départ	T P	Vidange	
80	8	4	2,5	732,85	729,65	730,15	732,15	729,75	733,65	732,15	729,25	

3.4. *Pompage, conduite de refoulement et exhaure*

3.4.1. *Exhaure et conduite de refoulement*

L'exhaure est assurée par le canal du dessaleur dimensionné plus haut. Il prend source au niveau de la prise du barrage et dessert gravitairement la station de traitement.

Le refoulement concerne le tronçon bache- réservoir. Son dimensionnement doit tenir compte aussi bien des considérations techniques qu'économiques. Pour se faire nous avons utilisé les formules de Bresse, Bresse modifié, et de Munier. Le tableau ci-dessus présente les résultats obtenus :

Tableau 15 : récapitulatif du dimensionnement de la conduite de refoulement

Formule de :	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	V (m/s)
Bresse	136,9	130,8	160	0,62
Bresse modifié	162,2	163,6	200	0.40
Munier (n = 12h)	116,8	114,6	140	0,81

Le réseau de refoulement de l'AEP de Danyi sera donc constitué de conduite **PEHD SDR 9 PN 20 DN 160**, avec les caractéristiques suivantes :

Tableau 16 : Caractéristique de la conduite de refoulement

Tronçon	L (m)	Q (m ³ /s)	Dint (mm)	DN (mm)	V (m/s)	J (m)
Bâche -réservoir	3362	0,0083	130,8	160	0,62	18,24

3.4.2. Pompage

Une pompe est caractérisée par son débit et sa Hauteur Manométrique Totale (HMT). Dans notre cas le débit de pompage considéré est de 30m³/h (Temps de pompage = 12h ; Q_{pompage} = 340.96 m³/j) à l'horizon du projet. Ainsi il convient de déterminer la HMT de la pompe à choisir.

$$HMT = H_{géo} + J$$

$H_{géo}$: Hauteur géométrique, différence entre le niveau d'eau min dans la bâche et le niveau d'entrée d'eau dans le réservoir.

J : Les pertes des charges totales (linéaires et singulières) sur la conduite de refoulement

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats trouvés :

Zarrivée réservoir : 846,48m

Zmin bâche : 730,15 m

Tableau 17 : Choix et Caractéristique des groupes électropompes

Résultats de calcul			Caractéristiques pompe à choisir			02 pompes dont 01 en stand-by (Q = 30 m ³ /h, HMT = 135mcE)
J (m)	Hgeo	HMT calculé	HMT pompe (mCE)	Débit de pompage (m ³ /h)	Cote de calage (m)	
18,24	116,33	134,57	135	30	730	

Les pompes retenues sont de type immergées. Il s'agit de deux (1+1) pompes Grundfos SP 30-18 50 Hz installées en parallèles dont les caractéristiques seront présentées en annexe V.

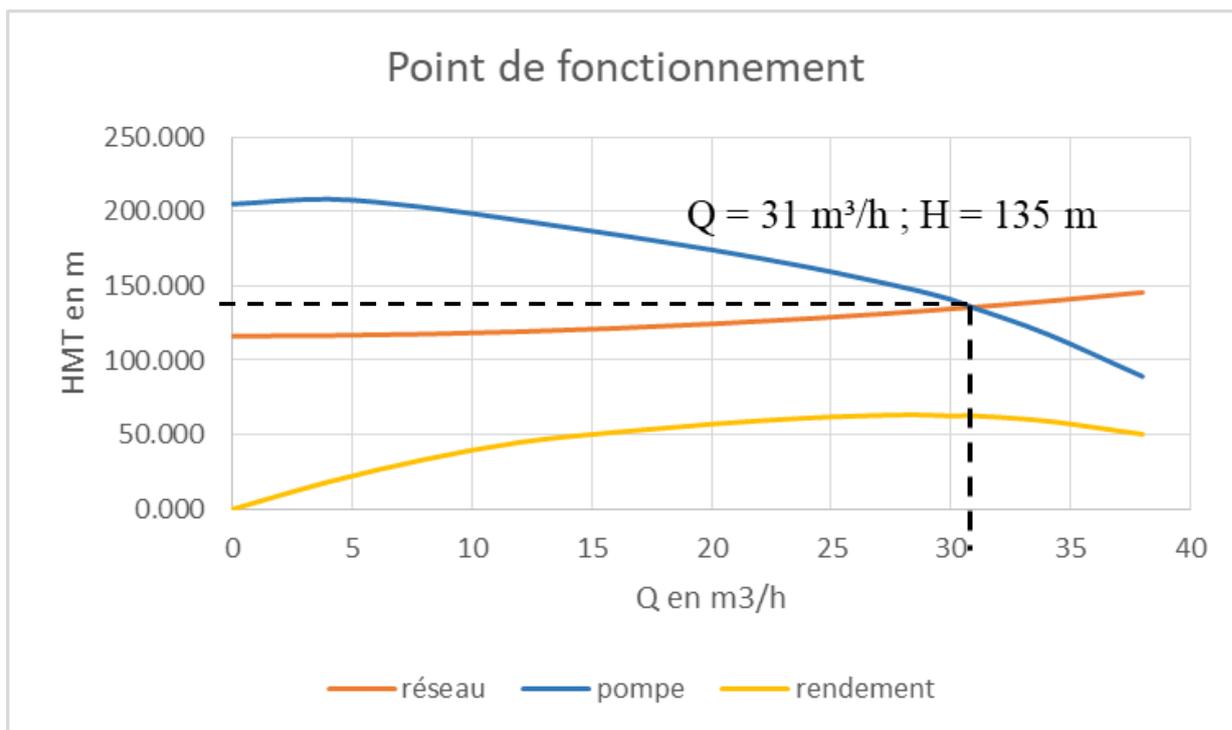


Figure 12 : Détermination du point de fonctionnement de la pompe

3.5. Source d'énergie

Il est indéniable que le solaire constitue une source d'énergie écologique avec des avantages certains :

- Charges de fonctionnement faible
- Entretien facile
- Disponibilité du carburant (soleil)
- Inexistence de pollutions atmosphériques et sonores ...

Cependant dans le cas de l'AEP de Danyi, le cahier des charges spécifie la connexion de la station de pompage au réseau électrique national. De plus la TdE n'a pas encore commencé à exploiter l'énergie solaire donc manque de compétence pour la maintenance de ce genre équipements.

Au vue de tous ce qui précède nous avons opté pour l'installation d'un transformateur sur le réseau électrique local MT suppléé par un groupe électrogène en cas de délestage.

Le tableau ci-dessous présente les différents équipements électriques qui seront installés dans la station de pompage ainsi que locaux du personnel. Il s'agira de :

Tableau 18 : Equipement électrique de la station de pompage

Désignation	Equipements	Quantité	caractéristiques
Eclairage	réglettes fluo (intérieur)	2 x 15	36W/230V
	Lampes à vapeur (Extérieur)	10	250W/230V
Prise de Courant	PC 2P+T	13	16A/230V
	PC 3P+T	2	32A/230V
Moteurs	Pompes immergées	1	19 KW/230V
	Pompes doseuses	2	78 W/230V
	Moteur pour agitateurs	2	150W/230V

Après détermination de la puissance absorbée par les différents récepteurs puis application des coefficients d'utilisation maximum, coefficient de simultanités en fonction des niveaux (schéma d'installation électrique), la puissance d'utilisation totale au niveau de station de pompage s'élève à 37,17 KVA au niveau du transformateur et à 28,85 KVA pour le groupe électrogène. Le récapitulatif du dimensionnement sera présenté en annexe VIII.

Nous retiendrons donc un Transformateur de 40 KVA et un groupe électrogène de 33 KVA

En fonction des habitudes de consommation dans la zone du projet, un profil de consommation a été déterminé.

3.6. Fonctionnement du réseau : Simulation continue

Une simulation du réseau dimensionné a été effectuée grâce au logiciel Bentley WaterCad. Il nous a permis de voir si les volumes pompés étaient en adéquation avec les demandes aux nœuds d'une part et d'autre part de vérifier si les normes concernant les paramètres hydrauliques sont respectées toute la journée. Ainsi nous avons pu nous assurer de la disponibilité de l'eau à bonne pression au niveau de tous les nœuds de façon continue sur toute une journée

3.6.1. Paramètres de simulation.

❖ Demande de base et courbe de modulation :

Les demandes de bases sont de 0,1 l/s pour les BP et 0,2 l/s pour les BF. Des coefficients sont affectés à ces demandes afin de modéliser les variations de demandes au cours de la journée.

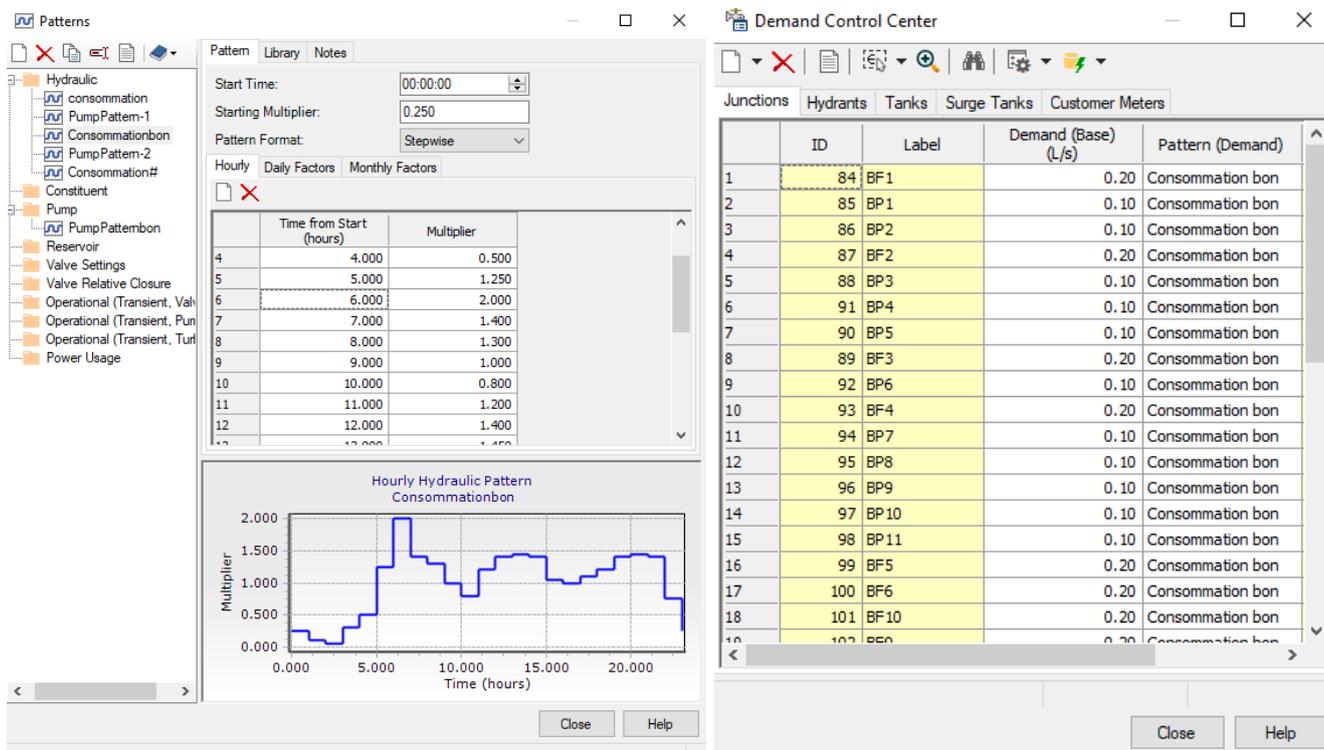


Figure 13 : Implémentation demande et Courbe modulation dans WaterCAD

❖ Courbe caractéristique, rendement et modulation de pompage :

Il a été introduit dans le logiciel les données concernant la pompe choisie plus haut. Il s'agit de sa courbe caractéristique, de la courbe de rendement et de la courbe de modulation de fonctionnement.

❖ Paramètre du réservoir et du démarrage automatique des pompes en fonction du niveau d'eau dans ce dernier :

Dans un premier temps les données issues du dimensionnement du réservoir ont été introduites dans le logiciel. Il s'agit des données concernant les dimensions et les différents niveaux d'eau (PHE, PBE...).

Dans un second temps nous avons paramétré les contrôles. Ce paramétrage a pour but d'assurer un démarrage automatique des pompes lorsque le niveau d'eau est très bas dans le château vice-versa assurant ainsi une distribution non-stop au cours de la journée. Il se présente sous forme de code comme illustre la figure ci-dessous :

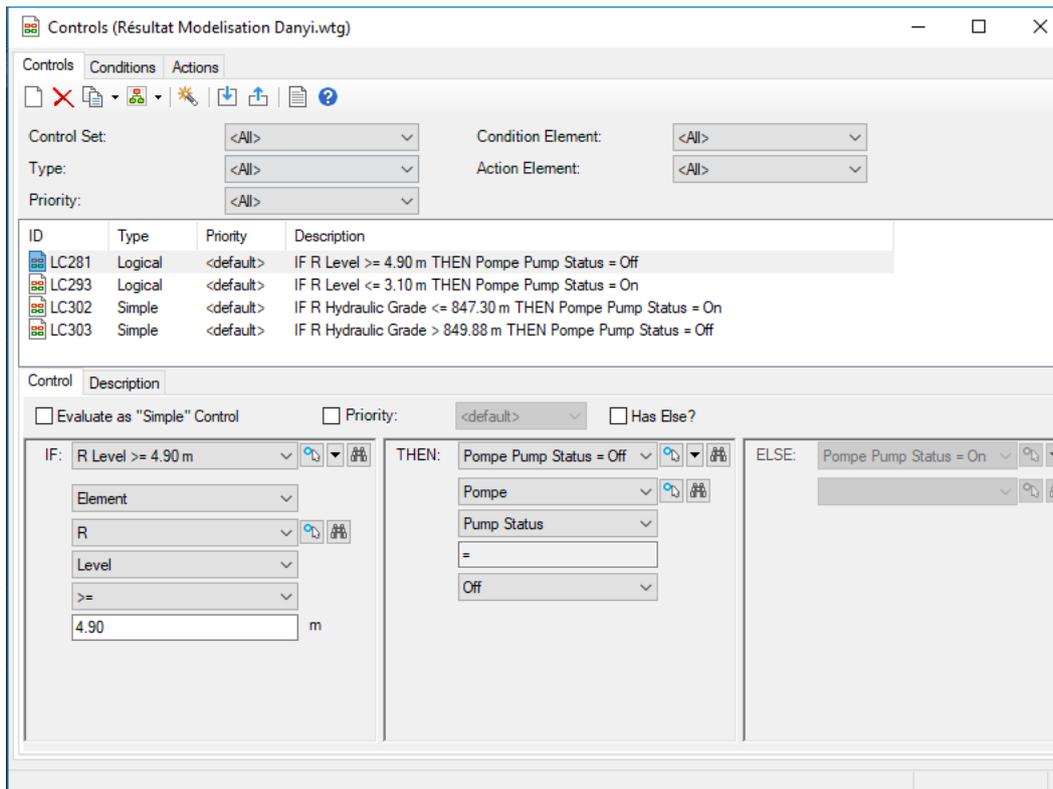


Figure 14 : Implémentations des contrôles dans WaterCAD

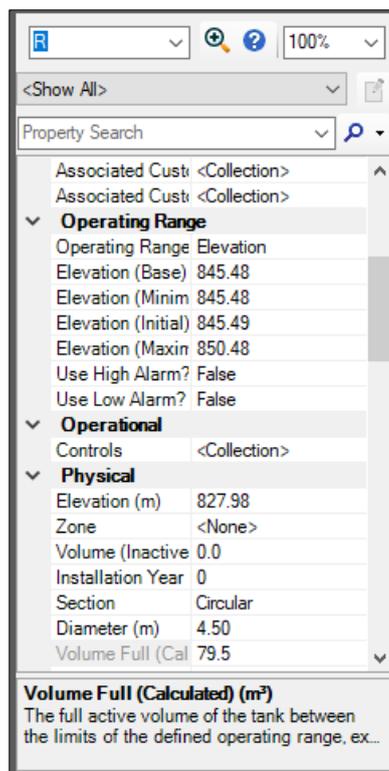


Figure 15 : Données du réservoir WaterCAD

3.6.2. Résultats de simulation

Résultat de la simulation en période de base consommation 00h

Période : 00h - 04h

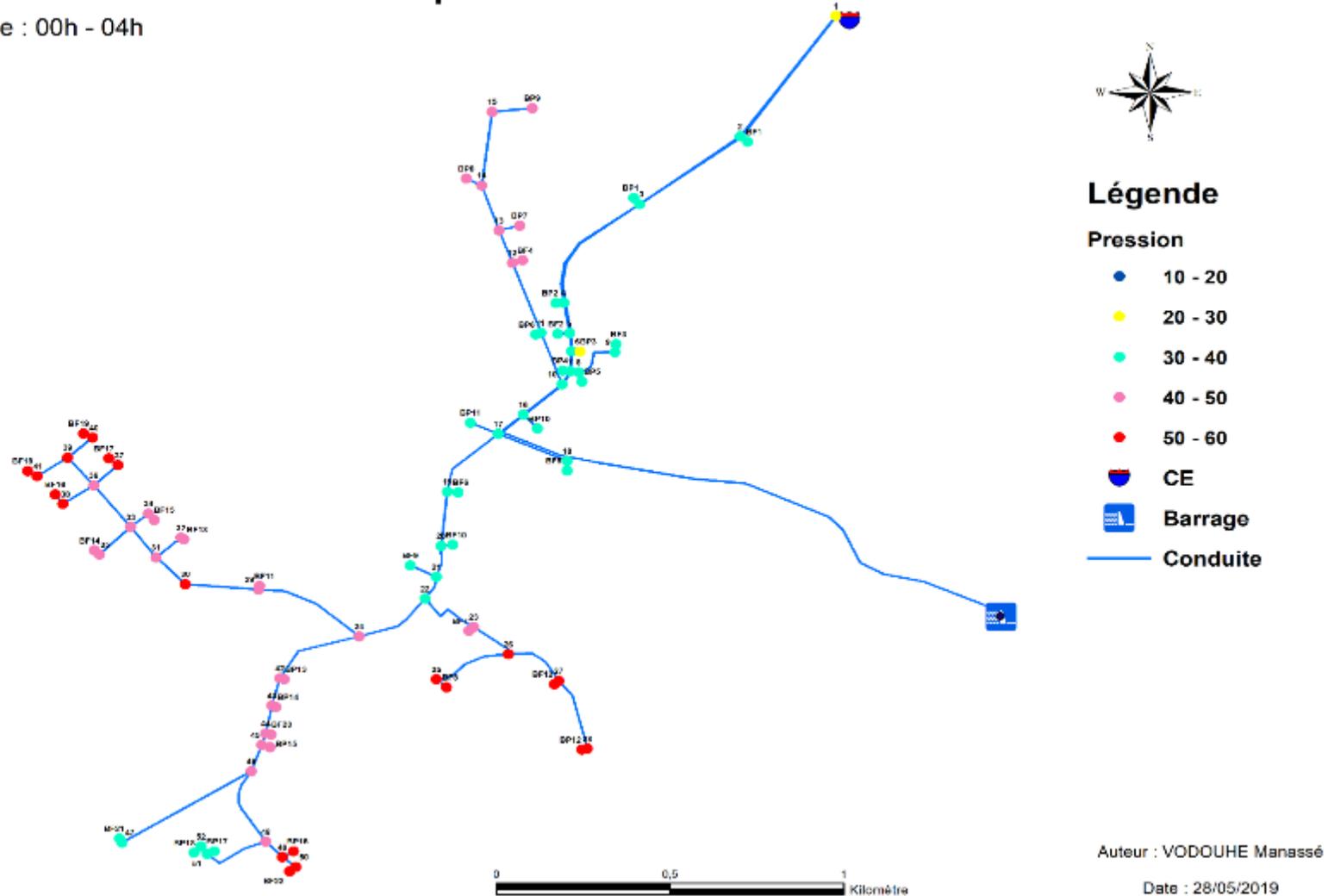


Figure 16 : Résultat de simulation en période de base consommation

Résultat de la simulation en période de moyenne consommation 08h

Autres heures : 09h, 10h - 18h, 19h

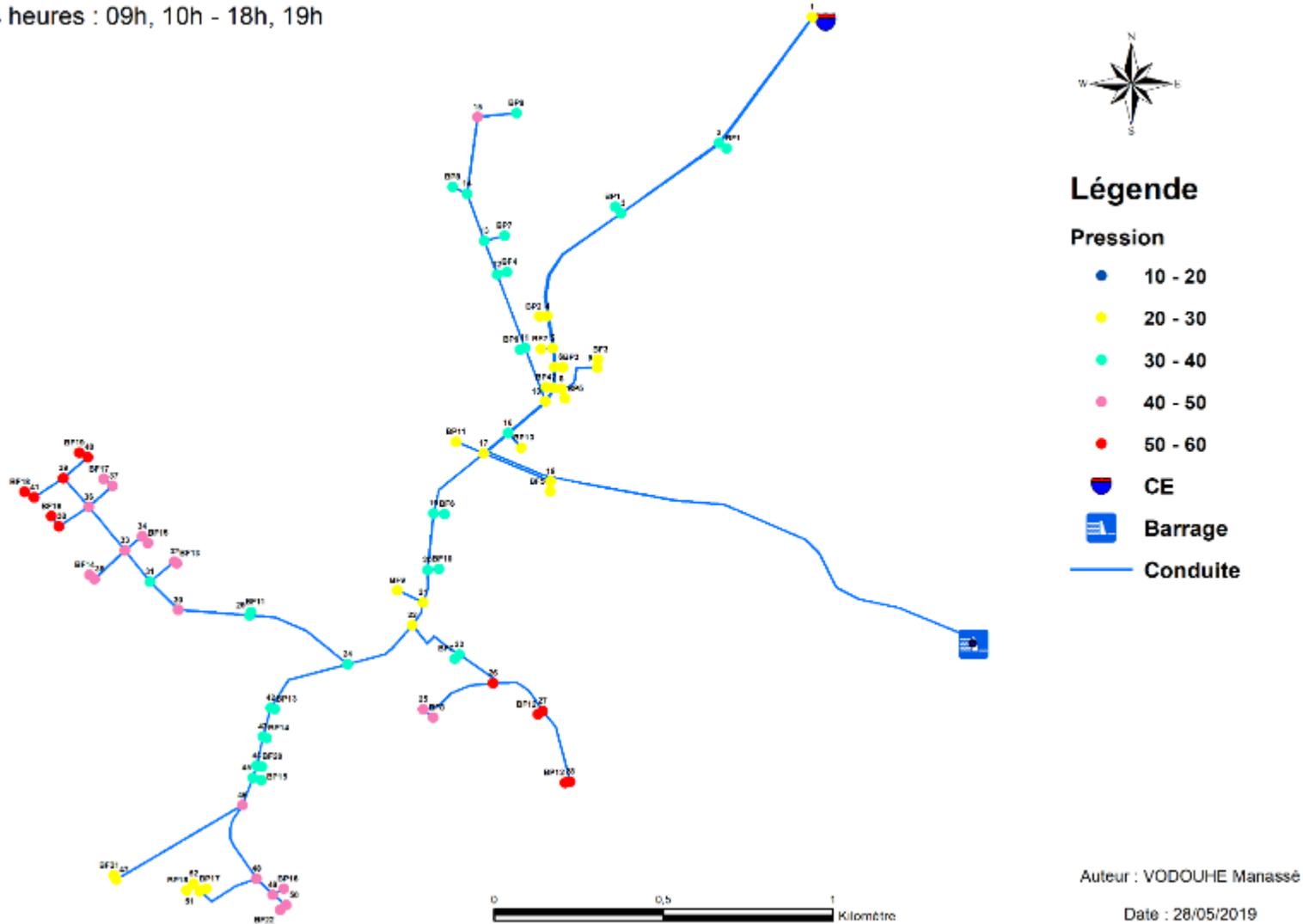


Figure 17 : Résultat de simulation en période de moyenne consommation

Résultat de la simulation en période de pointe 06h

Période : 06h - 07h

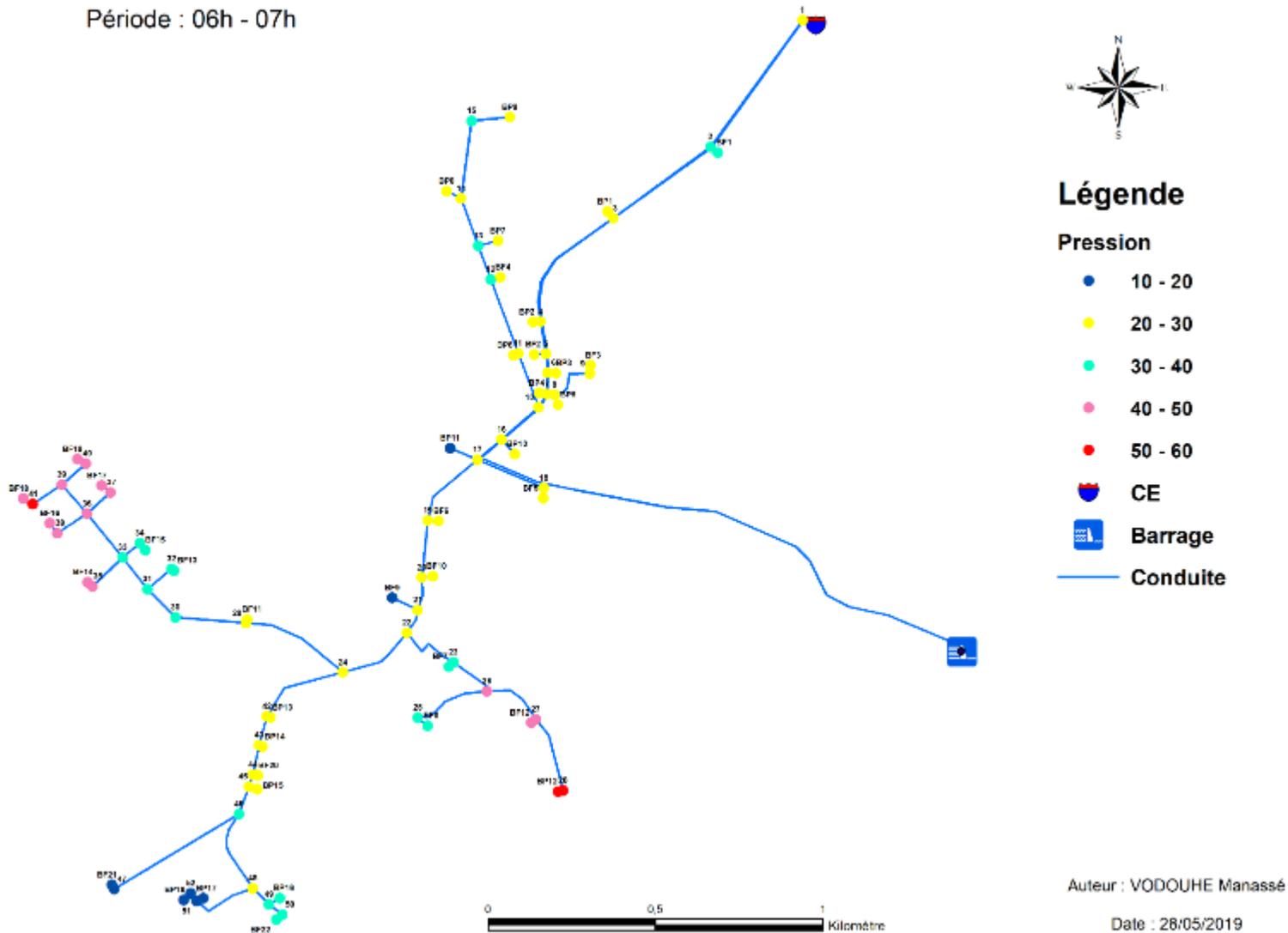


Figure 18 : Résultat de simulation en période de forte consommation

GRAPHE COMPARATIF DES PRESSIONS AUX NOEUDS EN FONCTION DES PERIODES DE LA JOURNEE

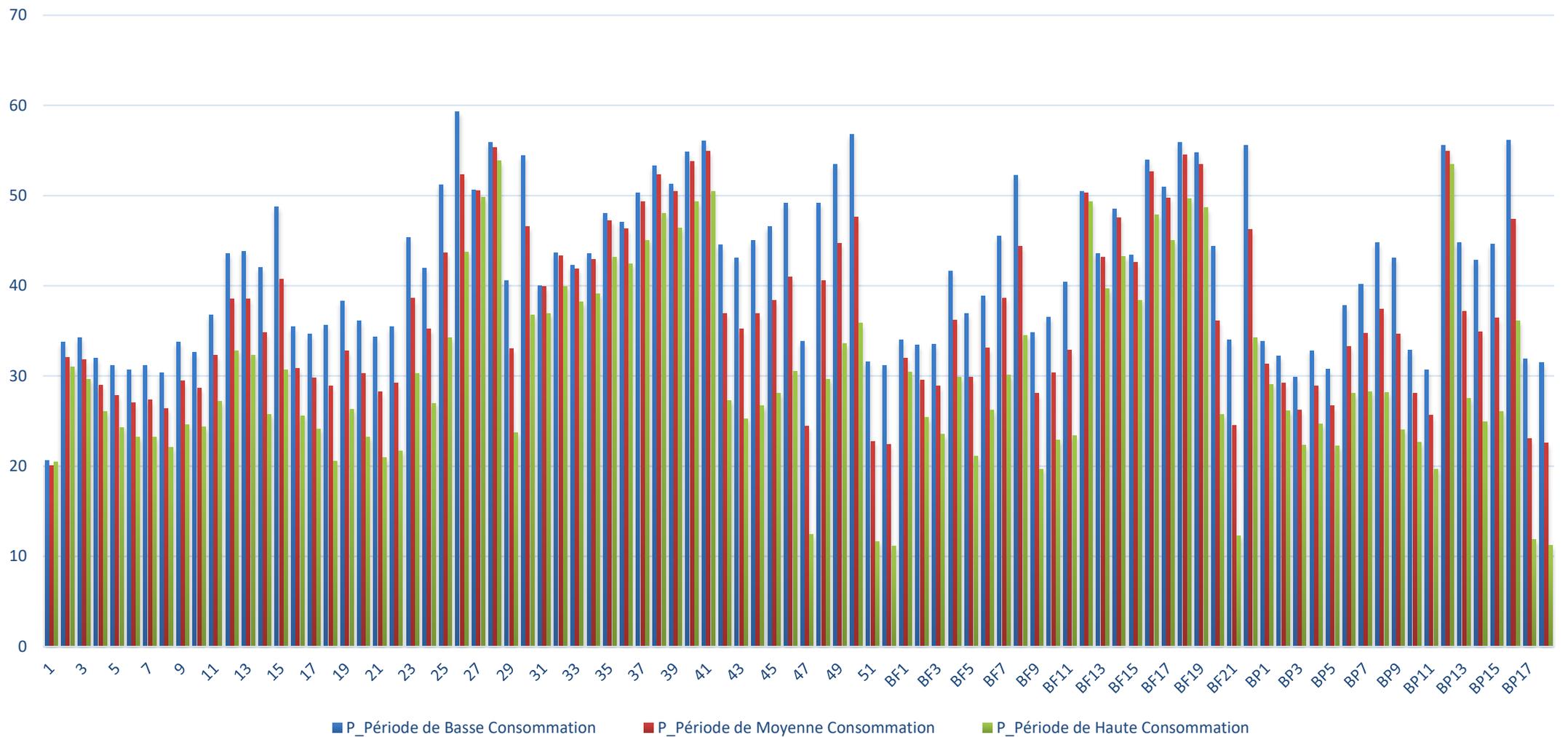


Figure 19 : graphe comparatif des pressions aux nœuds en fonction des périodes de la journée

Comportement du réseau sur 24h :

En général nous pouvons dire que le réseau ainsi dimensionné est fiable et respecte les conditions hydrauliques quel que soit les heures de la journée. Les pressions les plus importantes dans la partie distribution sont de l'ordre de 6 à 7 bars, la norme en AEP étant de 6 bars, (normes pour l'AEP en milieu rural et semi-urbain Mai 2015) pour améliorer le confort des usagers, des vannes réducteurs de pression ont été prévues. Les pressions maximales obtenues sont alors de 5 bars (58 mcE). Les minimales quant à elles sont de l'ordre de 1 bar au niveau des points les plus éloignés.

3.7. Protection et entretien du réseau

3.7.1. Anti-bélier :

L'arrêt d'une pompe ou la fermeture brusque d'une vanne engendre un phénomène de variation de pression qui consiste en une alternance de dépressions et de surpressions qui se propagent dans la conduite appelé coup de bélier. Ce phénomène très dommageable pour les conduites. Il convient donc de l'étudier et de prendre des dispositions si nécessaires. Le tableau ci-dessous regroupe les résultats obtenus, les détails étant présentés en annexe.

Tableau 19 : Etude d'impact du phénomène du coup de bélier

	Refolement		Distribution	
D : Diamètre (mm)	160	P+Δ < PMA donc pas besoin d'anti- bélier	32	P+Δ < PMA donc pas besoin d'anti- bélier mais prévision de vannes réducteurs de pression
e : épaisseur (mm)	14,6		2	
C : Célérité des ondes (m/s)	349		291	
U ₀ : vitesse (m/s)	0,62		0,34	
Δp : sur/dépression max (m)	22		10,1	
P _{max} : pression max (m)	126,45		61	
P max+ Δp (m)	148,5		71,1	
PN : Pression Nominale (m)	160		100	
PMA (1,2 x PN)	192		120	

Nous retenons que nous n'avons pas besoin d'installer un dispositif anti bélier dans notre système car les canalisations choisies sont à même de supporter les variations de pressions engendrées lors du phénomène de coup de bélier.

3.7.2. Ouvrages de vidange :

Les vidanges seront installées aux points bas du profil en long des canalisations afin de permettre une vidange complète de ces dernières dans le but de leur maintenance ultérieure.

Nous avons opté pour des vannes DN 40 mm posées sur des colliers de prise en charge de manière standard pour toutes les vidanges.

3.7.3. Ventouses :

Tous les points hauts du profil en long seront équipés de mini ventouses DN 65 mm assurant l'entrée et sortie d'air à grand débit ainsi que la fonction de dégazage dans le réseau.

Ils seront constitué de :

- Un collier de prise en charge
- Une vanne d'isolement de la ventouse DN 40 mm
- la ventouse elle-même.

L'ensemble est installé dans un regard maçonné préfabriqué construit au-dessus de la canalisation et protégés contre le vandalisme.

3.7.4. Les vannes réductrices de pression :

La pression maximale admise en distribution en AEP est de 60 mCE. Au niveau des points bas, notamment en aval des nœuds 27 et 31, des pressions anormalement élevées ont été observées. Dans le but de protéger les points d'eau en aval de ces nœuds, des vannes réductrices de pression à bride DRVD PN 10 DN 50 de marque WATTS (plage : 1,5 à 6 bar) seront installées.

Au niveau du nœud 27, le réducteur de pression sera calibré pour une pression de 50mcE et au niveau du nœud 31, la calibration sera de 40mcE.

Les caractéristiques du réducteur seront présentées en annexes.

3.7.5. Détecteurs de niveaux à flotteurs :

Des détecteurs de niveau à flotteur de type poire seront placés dans la bêche pour Contrôler le niveau d'eau dans la bêche et protéger les pompes contre les marches à sec.

Ils permettront de détecter les niveaux suivants :

- Niveau NBB : niveau bas dans la bêche de reprise, mise en marche d'une sirène d'avertissement
- Niveau NTBB : niveau très bas dans la bêche d'aspiration, arrêt du pompage
- Niveau NHB : niveau haut dans la bêche, mise en marche d'une sirène d'avertissement
- Niveau NTHB : niveau très haut dans la bêche d'aspiration, arrêt du pompage

La station de pompage sera équipée d'un système sensible de détection de pression de type pressostat qui contrôlera les niveaux bas et haut dans le Réservoir :

- NHR : niveau haut dans le réservoir, déclenchement d'une sirène d'avertissement
- NTHR : niveau très haut dans le réservoir, arrêt du pompage
- NBR : niveau bas dans le Réservoir, déclenchement d'une sirène d'avertissement

Un schéma présentant les différents niveaux sera présenté en Annexe.

3.7.6. Unités de comptage de volumes d'eau

Des unités de comptage seront installées en sortie de bache, aux BF, aux BP et sur la distribution du réservoir pour la gestion technique et financière du système d'AEP.

On optera pour des compteurs standards MTKDS pour la distribution et des compteurs de gros débits WPD Woltman horizontal du constructeur ZENNER pour les unités de stockages.

Tableau 20 : Récapitulatif de dimensionnement

Récapitulatif Conduites Adduction/Distribution	
Matière/Diamètre Extérieur (mm) / PN (Bar)	Longueurs de conduites (mètres linéaires)
Refoulement : PEHD 100 SDR 11 PN 16 DN 160	3377
Distribution : PEHD 100 SDR 17 PN 10	
PEHD DN 160	1278
PEHD DN 140	264
PEHD DN 125	829
PEHD DN 110	233
PEHD DN 90	545
PEHD DN 75	988
PEHD DN 63	1104
Total distribution	5241
Branchements (BF & BP) : PEHD 100 SDR 17 PN 10	
PEHD DN 50	372
PEHD DN 40	1702
PEHD DN 32	2193
Total raccordements	4267
Total conduites à poser	12885
Récapitulatif points de Distribution	
Nombre total de Bornes Fontaines (BF)	22
Nombre total de Branchements Particuliers (BP)	18
Total	40

4. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Les composantes de l'environnement pouvant être affectées ont fait l'objet d'une étude qui tient compte des étapes de mise en œuvre du projet. Ainsi les composantes retenues sont : eau, sol, air, flore, faune, cadre socio-économique, santé, habitation et infrastructures routières.

La notation est basée sur les critères suivants : impact faibles (1), impact moyen (2) et impact élevé (3).

Le tableau ci-dessous présente évaluation des impacts du projet sur ces composantes :

Tableau 21 : Evaluation de l'impact du projet sur les composantes majeures

	<i>Eau</i>	<i>Sol</i>	<i>Air</i>	<i>Flore</i>	<i>Faune</i>	<i>Socio éco</i>	<i>Santé</i>	<i>Habitat</i>	<i>Infras routières</i>	TOTAL
<i>Travaux préparatoires aménagement des accès</i>	1	2	2	3	2	1	1	1	1	14
<i>Réhabilitation du barrage</i>	3	3	3	3	2	3	2	2	2	23
<i>Mise en place du réseau d'AEP</i>	1	1	1	2	1	1	1	1	1	10
<i>Construction Génie civil</i>	1	1	1	2	1	1	1	1	1	10
<i>Production d'eau potable</i>	2	1	1	2	2	2	2	1	1	14
TOTAL	8	8	8	12	8	8	7	6	6	

On retient que la composante la plus impactée par le projet est la flore avec un total de 12 et les travaux de réhabilitation du barrage constituent l'étape du projet la plus polluante avec un total de 23. Il convient donc de mettre en place une stratégie de suivi environnemental et social du projet pour atténuer les impacts de ce dernier.

Tableau 22 : suivi environnemental et social du projet

Pollution	Impacts	Action environnementale à mener	Objectif de l'action	Acteur de l'action	Acteur de suivi	lieu de mise en œuvre	Indicateur de suivi
Pollution atmosphérique (fumées et poussière)	Maladie respiratoire Accidents (mauvaise visibilité)	<ul style="list-style-type: none"> - Arroser les pistes, - vérifier régulièrement le bon état des machines entrant dans l'exécution des travaux, - limiter la vitesse des engins à 30 km/h afin d'éviter le soulèvement d'énorme quantité de poussière. 	Diminuer considérablement les émissions de fumée, de poussière, les fuites d'huile à moteur...	Entreprise attributaire du marché	Mission de contrôle, Commune	Pistes de circulation des engins de travaux, parc des engins	Bon taux de visibilité; pas de maladie respiratoire lié au projet
Pollution l'environnementale (faune, flore)	l'érosion des terres, Fuite de la faune locale, destruction du couvert végétal.	<ul style="list-style-type: none"> - Mettre en place une politique de reboisement et de retour à l'équilibre de l'écosystème après les travaux. - Pour les fouilles ne pas dépasser une largeur de 0,5 m pour une profondeur de 1 m 	Atténuer l'impact du projet sur la faune et la flore.	ONG, Commune, entreprise attributaire du marché	Mission de contrôle, Commune	Périmètre d'action du projet	absence de plaintes des populations et autorités en charge
Nuisances sonore	Trouble à la quiétude des populations	<ul style="list-style-type: none"> - Organiser le chantier pour que les travaux se fassent de jours, - prévoir des dispositifs anti-bruit et anti-vibrations dans la mesure du possible 	Minimiser l'impact du bruit dû aux travaux	Entreprise attributaire du marché	Mission de contrôle, Commune	Périmètre d'action du projet	absence de plaintes des populations et autorités en charge

Pollution Hydrique	Développement des maladies liées à l'eau	<ul style="list-style-type: none"> - Sensibiliser les populations sur les maladies d'origine hydriques pour éviter tous types de consommations d'eau du barrage ; - Pendant les travaux, porter une attention particulière aux travaux occasionnant un contact avec l'eau surtout au niveau du barrage pour éviter d'éventuelle contamination 	Limiter au maximum les maladies liées à l'eau	ONG, Commune, entreprise attributaire du marché.	Mission de contrôle, Commune.	Points d'eau et cours d'eau	Augmentation du taux de déserte en eau potable et réduction du taux de maladies hydriques
--------------------	--	---	---	--	-------------------------------	-----------------------------	---

Au plan social :

- associer les populations bénéficiaires du projet aux diverses actions de réalisation,
- favoriser l'emploi de la main d'œuvre locale et favoriser l'achat de biens et services locaux.

5. EVALUATION FINANCIERE

Les travaux concernés par la réalisation du réseau d'AEP du centre urbain de Danyi sont réparties en huit (08) tranches de travaux selon la nature des travaux. Cette répartition ainsi que l'évaluation détaillée du coût des travaux par tranche est donnée en annexe.

Le coût de réalisation du système d'adduction d'Eau Potable de Danyi s'élève à **huit cent dix-neuf millions deux cent soixante et onze mille huit cent soixante-seize (819 271 876) FCFA TTC**

5.1. Calcul du prix de revient du mètre cube d'eau produit

5.1.1. Le calcul de l'amortissement des ouvrages

Le calcul de l'amortissement des ouvrages est fait par rapport à leur durée de vie, en comparaison avec la durée de vie du projet.

Les durées de vie des ouvrages ou parties d'ouvrages se présente comme suit :

- Equipement hydrauliques et Electromécaniques : 15 ans ;
- Equipement Electrique : 15 ans ;
- Génie Civil ; 50 ans ; et
- Réseau : 35 ans

Ainsi, les huit (08) tranches de travaux se répartissent suivant les quatre (04) parties d'ouvrages sus-indiqués comme suit

Tableau 23 : répartition en partie d'ouvrage

N° Partie d'Ouvrage	Désignation	Tranches regroupées
1	Equipements Hydrauliques et Electromécaniques	4
2	Equipements Electriques	7
3	Génie civil	1;2;3;5;7
4	Réseau	8

Le tableau ci-contre présente le récapitulatif des coûts de réalisation des travaux par partie d'ouvrage.

Tableau 24 : Coût d'investissement par partie d'ouvrage

N° Partie d'Ouvrage	Désignation	Coût de réalisation (FCFA HT)
1	Equipements Hydrauliques et Electromécaniques	63 000 000
2	Equipements Electriques	21 250 000
3	Génie civil	351 635 000
4	Réseau	233 413 200
		669 298 200

Le tableau suivant présente le calcul de l'amortissement des différentes parties d'ouvrage de l'AEP de DANYI-APEYEME

Tableau 25 : coût d'amortissement par partie d'ouvrage

N° d'ordre	Désignation	Durée de vie (ans)	Coût / an (F CFA)
1	Equipements Hydrauliques et Electromécaniques	15	4 200 000
2	Equipements Electriques	15	1 416 667
3	Génie Civil	50	7 032 700
4	Réseau	35	6 668 949
Total Amortissements (a) (HT/HD)			19 318 315

L'amortissement annuel des travaux de l'AEP s'élève à **dix-neuf millions trois cent dix-huit mille trois cent quinze (19 318 315) F CFA.**

5.1.2. Services consommés, frais de personnel et gestion

Les services consommés comprennent les frais liés à l'entretien et à la réparation des différents équipements et fournitures. Ils sont exprimés en pourcentage des coûts de réalisation des parties d'ouvrages concernés.

Quant aux frais de personnel et de gestion, ils sont exprimés en pourcentage du coût global de réalisation des travaux. Ils comprennent les salaires et autres indemnités à verser au personnel d'exploitation de la TdE sur place.

Tableau 26 : Calcul Frais du personnel et de gestion

N° d'ordre	Désignation du poste	Coefficient appliqué (%)	Coût de l'ouvrage	Coût Annuel
1	Services consommés (% sur montant d'investissement sur base annuelle)			
1.1	<i>Entretien / Réparation</i>			
1.1.1	Equipements Hydrauliques et Electromécaniques	1	63 000 000	630 000
1.1.2	Equipements Electriques	0.5	21 250 000	106 250
1.1.3	Génie Civil	0.25	351 635 000	879 088
1.1.4	Réseau	0.75	233 413 200	1 750 599
Total Services Consommés (b)				3 365 937
2.	Frais de personnel et de gestion			
2.1	<i>Frais de personnel (en pourcentage du coût de réalisation des travaux)</i>	1.5	694 298 200	10 414 473
2.2	<i>Frais de gestion</i>	0.5	694 298 200	3 471 491
Total Frais Personnel et de gestion (c)				13 885 964

- Les services consommés s'élèvent annuellement à **trois millions trois cent soixante-cinq mille neuf cent trente-sept (3 365 937) FCFA**
- Les frais de personnel et de gestion sont évalués à **treize millions huit cent quatre-vingt-cinq mille neuf cent soixante-quatre (13 885 964) F CFA** au début du projet. Ce cout subira une actualisation tous les deux ans.

5.1.3. Les charges d'exploitation

Elles sont constituées :

- du coût total des services consommés,
- des frais du personnel et de gestion,
- du coût total de la consommation en énergie,
- du coût global de traitement en eau.

Les deux premiers points étant calculés plus haut, les deux derniers seront calculés suivant les hypothèses suivantes :

Dose de traitement Sulfate d'Alumine= 20g/m³

Prix de vente Sulfate d'Alumine = 1200FCFA/KG

Dose de traitement Chaux = 15g/m³

Prix de vente chaux = 425FCFA /kg

Dose de traitement Chlore = 2g/m³

Prix de vente Chlore = 2500 FCFA /kg

Tension souscrite = 400 Volts

Intensité Arrivée Courant électrique = 80A

Régime : Triphasé (3*400)

Débit de pompage = 30 m³/h

Prix de vente du KWh= 100FCFA HT

Taux d'actualisation des prix = 3%

Le récapitulatif du calcul des charges d'exploitation annuelle est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 27 : Calcul des charges d'exploitation du projet

Désignation	Années				
	2 018	2 020	2 025	2 030	2 035
volume vendu (m ³)	62 768	66 539	76 987	89 076	103 063
Total Services (matériel et fourniture Consommés) (b)	3 365 937	3 365 937	3 365 937	3 365 937	3 365 937
Total Frais Personnel et de gestion (c)	16 074 739	16 878 476	19 538 946	21 541 688	24 937 196
Consommation en Energie (F CFA) (d)	11 460 095	12 148 574	14 056 201	16 263 374	18 817 127
Coût Total Traitement (F CFA) (e)	688 141	729 482	844 028	976 562	1 129 906
Total Charge d'exploitation (b+c+d+e)	31 588 912	33 122 468	37 805 112	42 147 559	48 250 165

Tableau 28 : Coût de revient du mètre cube d'eau

Désignation Poste	Prix de revient du m ³ d'eau produit				
	2018	2020	2025	2030	2035
Investissement	307.77	290.33	250.93	216.87	187.44
Frais Fixes	274.85	259.28	224.09	284.29	167.39
<i>Entretien et Réparation</i>	53.63	50.59	43.72	37.79	32.66
<i>Frais de personnel et de gestion</i>	221.23	208.69	180.37	246.50	134.73
Frais Proportionnels	193.54	193.54	193.54	193.54	193.54
<i>Energie</i>	182.58	182.58	182.58	182.58	182.58
<i>Traitement</i>	10.96	10.96	10.96	10.96	10.96
Total	776.17	743.15	668.56	694.70	548.37

Le prix de revient moyen du mètre cube d'eau produit est de six cent quatre-vingt-sept Francs CFA (687 F CFA / m³)

CONCLUSION

La mise en place d'un système d'AEP dans le centre urbain de Danyi vient à point nommé pour pallier au manque d'infrastructure de déserte en eau potable dans la région.

Notre travail s'inscrivant dans cette logique, a consisté à une étude technique détaillée devant aboutir à la connaissance des moyens techniques et financiers à mettre en œuvre pour y parvenir.

Au terme de cette étude, on retient que la réalisation du système d'AEP de Danyi s'élève à ***huit cent dix-neuf millions deux cent soixante et onze mille huit cent soixante-seize (819 271 876) FCFA TTC pour un coût de revient moyen du mètre cube d'eau produit à six cent quatre-vingt-sept Francs CFA (687 F CFA / m³).***

Les options techniques retenues ont fait l'objet de simulation à l'horizon du projet afin de justifier de leurs fiabilités.

Au terme de ces simulations, nous avons pu nous assurer de la capacité du mini barrage choisi comme source d'eau à satisfaire les besoins en eau des populations, de la robustesse des équipements hydrauliques et électriques à mettre en place et de la disponibilité de l'eau à la bonne pression à tous les nœuds du réseau dimensionné. C'est ainsi qu'il a été remarqué des pressions anormalement élevées à certains points du réseau au niveau des quels nous avons prévu des réducteurs de pression.

En outre, les impacts générés par la réalisation du projet sur l'environnement ont été anticipé et un plan de suivi environnemental et social proposé.

Dans le but d'assurer la pérennisation des investissements, nous recommandons les mesures suivantes :

- Mettre en place un système de télégestion à la longue
- Investir dans la formation des employés de la Tde affectés à la gestion du réseau
- Déclarer d'utilité publique le barrage afin qu'il soit exclusivement exploité par le système d'AEP mis en place.

BIBLIOGRAPHIE

- Anders Jordane VISSIENNON. (2017, juin 6). *Proposition d'un plan de sectorisation et d'une extension du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Atakpamé (Togo)* (Mémoire master). 2IE, Ouagadougou.
- Béga OUEDRAOGO. (2005). **Ouvrages constitutifs des systèmes d'AEP/ Adductions, réservoirs, distribution.**
- Essey Senah KOUPOGBE, & Kossi Gbeblèwou TETE. (2015). *Perspectives démographiques du Togo 2011-2031*. Togo: INSEED.
- Gnandi Kissao, Fabio Fussi, & Fredrik Asplund. (2009). *Etude de faisabilité des forages manuels au Togo : identification des zones potentiellement favorables*. Togo: DGEA.
- Luc Hoang Gia, & Thomas Fugelsnes. (2010). *Délégation de gestion du service d'eau en milieu rural et semi urbain*. Bénin, Burkina Faso, Mali, Mauritanie, Niger, Rwanda et Sénégal: Programme Eau et Assainissement (WSP).
- Mohamed Tayeb Kasmi. (2005). *Manuel des analyses socio-économiques et de gestion des points d'eau : Coûts de l'eau des ouvrages hydraulique en milieu rural* (Bischöfliches Hilfswerk MISEREOR, Vol. 3). Allemagne: Jean-Gérard Pankert, Dr. Petra Feil, Sebastian Haury, Jutta Himmelsbach.
- Roland O. YONABA. (2015, avril 21). ADDUCTION D'EAU POTABLE, Calcul des ouvrages constitutifs des réseaux d'AEP.
- Soumeila DAOUDA. (2012, octobre 18). *Étude de faisabilité de la mini – adduction d'eau potable multi villages de mallamawa labaran*. (Mémoire pour l'obtention du Master spécialisé en génie sanitaire et environnement). 2IE, Ouagadougou.
- ZOUNGRANA D. (2013, novembre). Cours d'Approvisionnement en Eau Potable.

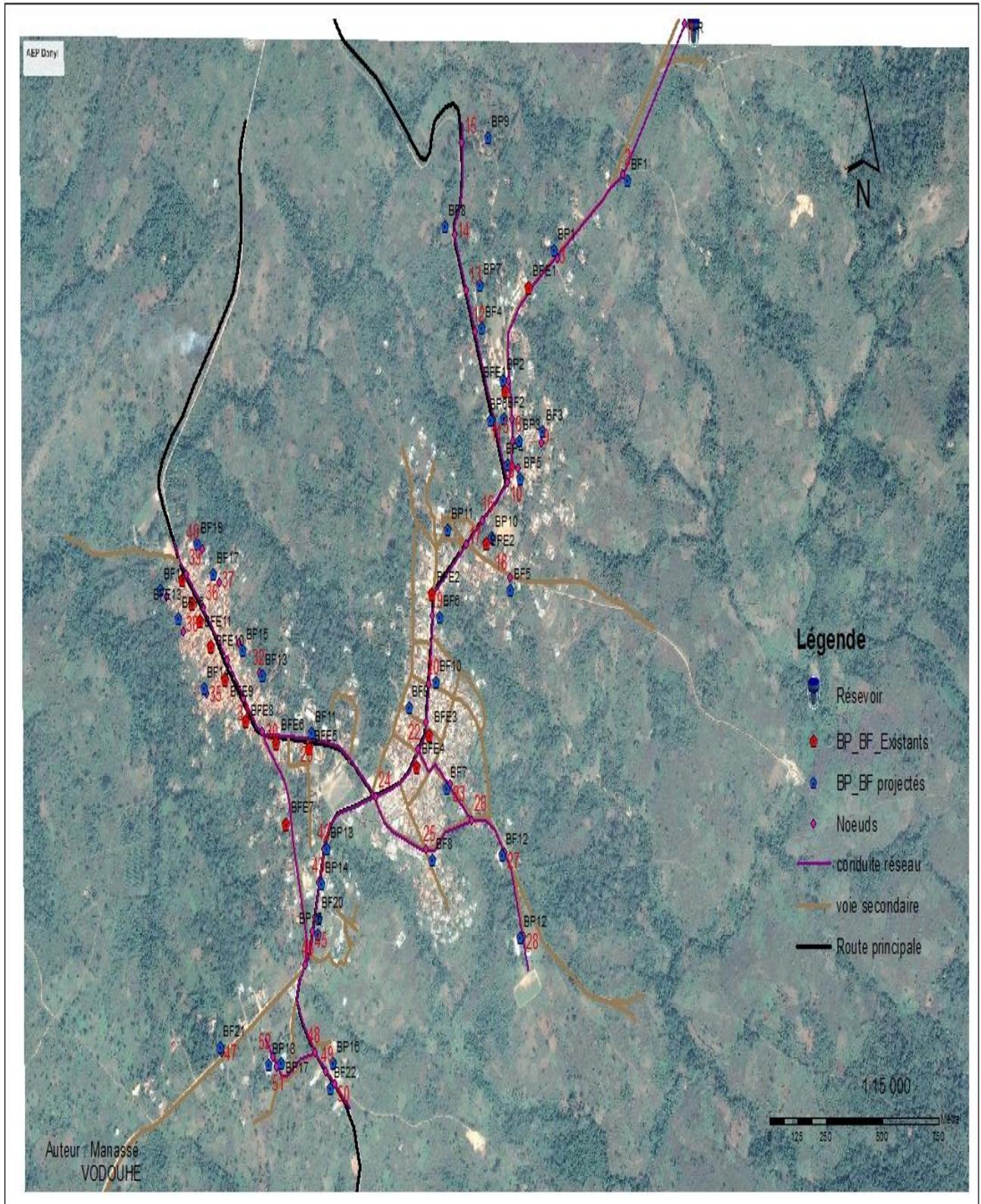
Sites internet

- Dimensionnement d'un décanteur. (2018). Consulté 24 juin 2018, à l'adresse <http://hmf.enseiht.fr/travaux/CD0304/optsee/bei/5/binome4/decant.htm>
- MacDonald Mott. (1993). *Evaluation hydrologique de l'Afrique Sub-Saharienne. Pays de l'Afrique de l'Ouest. Rapport de pays : Togo*. Cambridge. Consulté à l'adresse <http://www.documentation.ird.fr/hor/fdi:010004589>

ANNEXES

Annexe I : Tracé du réseau projeté d'AEP de Danyi	64
Annexe II : Localisation Spatiale des points de desserte en Eau	65
Annexe III : Détermination des apports au niveau de la retenue	66
Annexe IV : Simulation utilisation retenue à l'horizon 2035	72
Annexe V : Dimensionnement des ouvrages de traitement	77
Annexe VI : Protection et entretien du réseau.....	83
Annexe VII : Caractéristique Stockage	85
Annexe VIII : Dimensionnement Electricité.....	86
Annexe IX : Evaluation financière.....	88
Annexe X : Fiche d'analyse de l'eau du barrage.....	89
Annexe XI : Fiche techniques des équipements.....	90
Annexe XII : Plans exécutions	91
Annexe XIII : Profils en long	92
Annexe XIV : Carnet de Nœuds	93

Annexe I : Tracé du réseau projeté d'AEP de Danyi



Annexe II : Localisation Spatiale des points de desserte en Eau

Points d'eau	X	Y	Z
BF1	247406,81	798784,78	814,44
BF2	246585,87	797886,01	814,98
BF3	246838,08	797838,33	814,82
BF4	246434,33	798230,41	806,69
BF5	246626,81	797246,77	811,38
BF6	246156,55	797145,19	809,45
BF7	246202,62	796498,16	802,72
BF8	246106,57	796234,50	795,96
BF9	245949,11	796803,71	813,43
BF10	246132,20	796900,26	811,76
BF11	245299,16	796707,67	807,78
BF12	246572,40	796248,45	780,33
BF13	244971,53	796925,65	788,76
BF14	244585,05	796873,69	783,81
BF15	244843,05	797016,48	788,89
BF16	244415,27	797135,64	778,30
BF17	244647,49	797303,65	781,32
BF18	244296,62	797245,59	776,40
BF19	244538,35	797420,94	777,48
BF20	245348,46	796013,80	803,81
BF21	244692,78	795527,20	814,19
BF22	245428,64	795373,14	792,54
BP1	246914,67	798522,33	814,58
BP2	246579,24	798031,11	816,17
BP3	246683,58	797803,62	818,50
BP4	246608,40	797714,92	815,57
BP5	246691,44	797663,45	817,61
BP6	246491,18	797882,71	810,52
BP7	246422,31	798392,25	808,11
BP8	246192,52	798612,40	803,45
BP9	246476,73	798941,81	805,12
BP10	246498,29	797443,42	815,50
BP11	246209,11	797470,31	817,66
BP12	246691,62	795942,81	775,24
BP13	245404,87	796272,12	803,40
BP14	245368,42	796142,45	805,39
BP15	245344,52	795953,22	803,57
BP16	245445,25	795467,53	792,00
BP17	245102,27	795467,54	816,30
BP18	245015,15	795460,46	816,72

Annexe III : Détermination des apports au niveau de la retenue

La détermination des apports a consisté en une analyse fréquentielle des données de pluie de la station de Danyi Apéyéomé. Ainsi pour des périodes de retour données, nous avons déterminé les hauteurs de pluie correspondantes à travers les lois de Gauss. Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous.

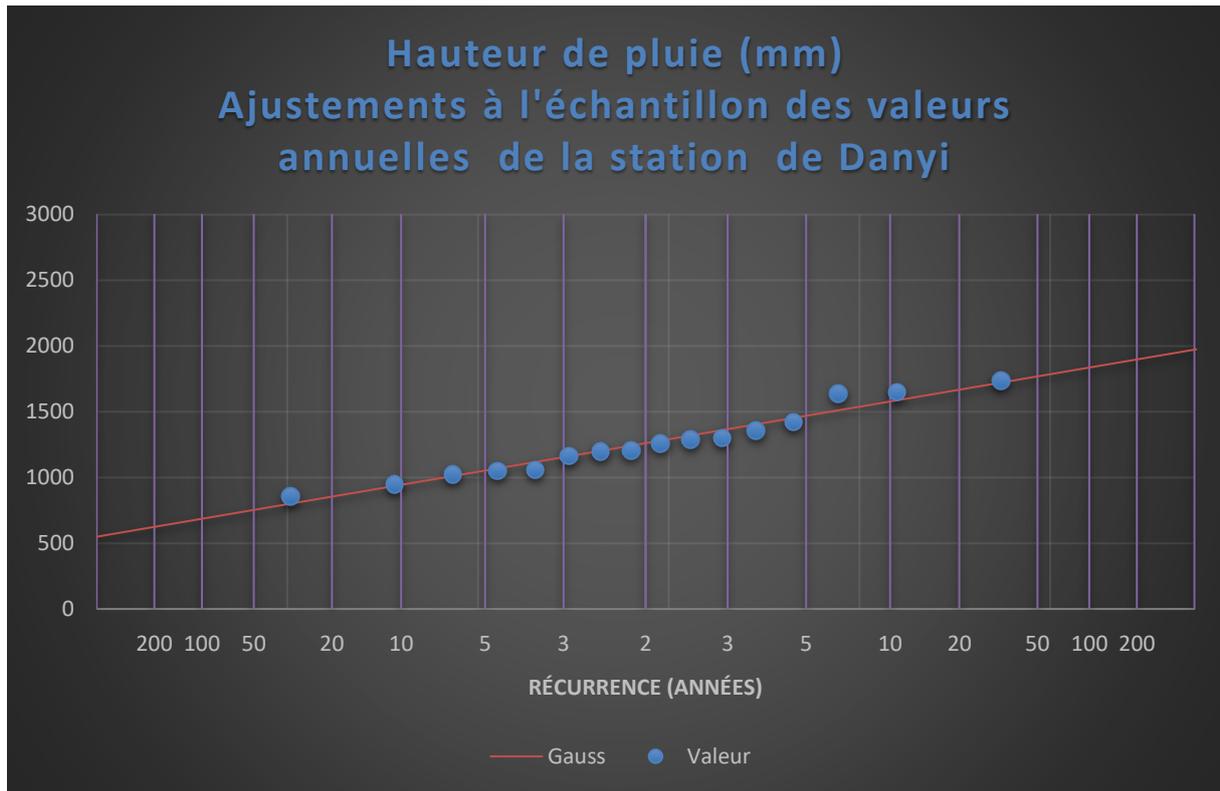
Rang	Date	Fréquence	Récurrence	V. Normale	Valeur
1	01/01/2001	0.031	32.000	-1.863	857.7
2	01/01/2003	0.094	10.667	-1.318	947.7
3	01/01/1996	0.156	6.400	-1.010	1025.8
4	01/01/1998	0.219	4.571	-0.776	1052.8
5	01/01/1994	0.281	3.556	-0.579	1056.7
6	01/01/1999	0.344	2.909	-0.402	1164.9
7	01/01/2002	0.406	2.462	-0.237	1200.9
8	01/01/1992	0.469	2.133	-0.078	1209.2
9	01/01/1988	0.531	2.133	0.078	1258.3
10	01/01/1993	0.594	2.462	0.237	1291.3
11	01/01/1995	0.656	2.909	0.402	1304.2
12	01/01/1997	0.719	3.556	0.579	1359.4
13	01/01/2000	0.781	4.571	0.776	1425.8
14	01/01/1989	0.844	6.400	1.010	1641.3
15	01/01/1991	0.906	10.667	1.318	1649.3
16	01/01/1990	0.969	32.000	1.863	1736.7

Les résultats obtenus ont été comparés à d'autres méthodes utilisées dans le bulletin FAO 54 et sont tout à fait acceptables.

Nous retiendrons les valeurs de la loi de Gauss car c'est la plus adaptée à l'ajustement de nos données (modules annuels de pluie).

Les périodes de retour de 10 et 5 ans feront l'objet de notre simulation conformément au cahier des charges.

Le graphe et le tableau suivant présentent les résultats obtenus :



Fréquence	Récurrence	V. Normale	Gauss
0.002	500	-2.879	549.8
0.005	200	-2.576	624.5
0.01	100	-2.327	686.2
0.02	50	-2.054	753.6
0.05	20	-1.645	854.7
0.1	10	-1.282	948.4
0.2	5	-0.841	1062.5
0.33333333	3	-0.430	1154.9
0.5	2	0.000	1261.4
0.66666667	3	0.430	1367.9
0.8	5	0.841	1498.2
0.9	10	1.282	1612.3
0.95	20	1.645	1668.1
0.98	50	2.054	1769.1
0.99	100	2.327	1836.5
0.995	200	2.576	1898.2
0.998	500	2.879	1973.0
0.999	1000	3.091	2025.4
0.9995	2000	3.291	2074.8
0.9999	10000	3.719	2180.2

Caractéristiques Physiques du site :

Climat : tropical

Pmoy : 1000 – 1500 mm

Géologie : Roche quartz

Caractéristiques hydrologiques :

N°	Paramètres du bassin	Valeurs	Unité
1	Superficie	9.53	km ²
2	Périmètre	23.14	km
3	Coefficient de compacité de GRAVELIUS (KG)	2.11	
4	Longueur du rectangle équivalent (L)	10.68	km
	Largeur du rectangle équivalent (l)	0.89	
5	Longueur totale du reseau	19.96	km
6	Densité de drainage	2.09	km-1
7	Lbras	6.25	km
8	Hmax (plus long court d'eau)	868.77	
9	Hmin (plus long court d'eau)	723.16	
10	Pente moyenne	23.30	m/km
11	H(5%)-H(95%)	121.12	m
12	Ig	11.34	m/km
13	It	86.60	m/km
14	n	3.00	
15	Igcor	36.43	m/km
16	Igcor (en %)	3.64	%
17	It (en %)	8.66	%
18	Densité spécifique	112.46	Ds100m

Méthode d'ORSTOM

Détermination de Kr_{10}

La zone d'étude se situe dans la zone tropicale sèche

Classe : RI

Pente : 8.66 %

Par interpolation on a :

Kr70	lg	a	b	c
	15.00	200.00	20.00	21.17
	8.66	200.00	20.00	19.05
	7	200	20	18.5
Kr100	lg	a	b	c
	15.00	325.00	30.00	26.00
	8.66	257.64	30.00	22.83
	7.00	240.00	30.00	22.00

$$Kr_{70} \text{ ou } Kr_{100} = \frac{a}{(S + b)} + c$$

		a	b	c
Kr70=	25.83	200.00	20.00	19.05
Kr100=	29.35	257.64	30.00	22.83

La pluie décennale ponctuelle P_{10} est déterminée, d'après les coordonnées du bassin, sur les cartes des isohyètes des pluies journalières de fréquence décennale (cf. figure 4), soit $P_{10} = 117$ mm.

117 mm	→	x
70 mm	→	25.83
100 mm	→	2935

$Kr_{10} = 31, 34 \%$

$$V = Ke \times S_{BV} \times Pan$$

$$V = 31,34\% \times 953 \times 10 \times 948.4$$

$$V = 2\,832\,588 \text{ m}^3$$

Méthode de Girard

Nous n'étudierons pas le modèle de Girard car son utilisation est limitée aux bassins situés au Nord de l'isohyète 750 mm ou légèrement plus arrosés, jusque vers 850 mm de pluviosité annuelle.

Méthode de Dubreuil-Vuillaume

Bassin en région de savane arbustive

Superficie du bassin versant égale à 9,53 km².

- Evaporation annuelle sur bac de 1046,7 mm.
- Hauteur pluviométrique moyenne annuelle de 1291.3 mm (région de savane arbustive).
- Distribution mensuelle de la pluviométrie (en mm)

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
P	0.6	16.6	101.3	100.9	132.8	154.2	152.7	192.3	190.7	174.5	57.9	16.8	1291.3

Dénivelée spécifique, D_s,= 112 m ; pente forte ou assez forte (dénivelée spécifique D_s > 100 m) ; relief fort. Bassin versant favorable au ruissellement

- Affleurements rocheux granitiques, peu tectonisés, avec des glacis de piémonts.
 - Lit majeur actif.

La relation proposée pour le calcul de la lame écoulee moyenne annuelle Ec (exprimée en mm) est la suivante :

$$Ec = 0,47 \cdot Pr - 33 \cdot \log S + 0,54 \cdot Os + A$$

avec: S la superficie du bassin, en km² ;

Os la dénivelée spécifique (m) ;

A le terme d'aptitude à l'écoulement

❖ Détermination du facteur explicatif principal Pr

$$Pr = \sum_{n=1}^{12} \delta^n \left(P_{me}^n - \frac{ETB}{36} \right) \text{ Avec}$$

$$\delta^n = 1 \text{ si } P_{me}^n > \frac{ETB}{36}$$

$$\delta^n = 0 \text{ si } P_{me}^n \leq \frac{ETB}{36}$$

On a : $1/36 \times ETB = 1/36 \times 1047 = 29 \text{ mm}$

$$\bullet Pr = (101,3 - 29) + (100.9 - 29) + (132.8 - 29) + (154.2 - 29) + (152.7 - 29) + (192.3 - 29) + (190.7 - 29) + (174.5 - 29) + (57.9 - 29)$$

$$\bullet Pr = 72.3 + 71.9 + 103.8 + 125.2 + 123.7 + 163.3 + 161.7 + 145.5 + 28.9$$

$$\bullet Pr = 996.3 \text{ mm}$$

❖ Détermination de A

A = -35 mm pour des bassins à lit mineur net sur terrains granitiques imperméables (roche affleurante, glacis de piémont, etc.)

❖ Calcul de Ec

$$\bullet Ec = 0,47 \times (996.3 - 33) \times \log(9.54) + 0,54 \times 112 - 35$$

$$Ec = 469 \text{ mm}$$

$$\text{Soit un volume de : } V = 469 \times 10 \times 953$$

$$V = 4\,469\,570 \text{ m}^3$$

Soit, un coefficient d'écoulement annuel:

$$K_e = 469 / 1291 = 36.3\%$$

Pm (mm)	Pr (mm)	Kr (%)	Vr (m ³)
1291.3	996.3	36.3	4 469 570

De ce qui précède, on détermine aisément le volume en année décennale sèche

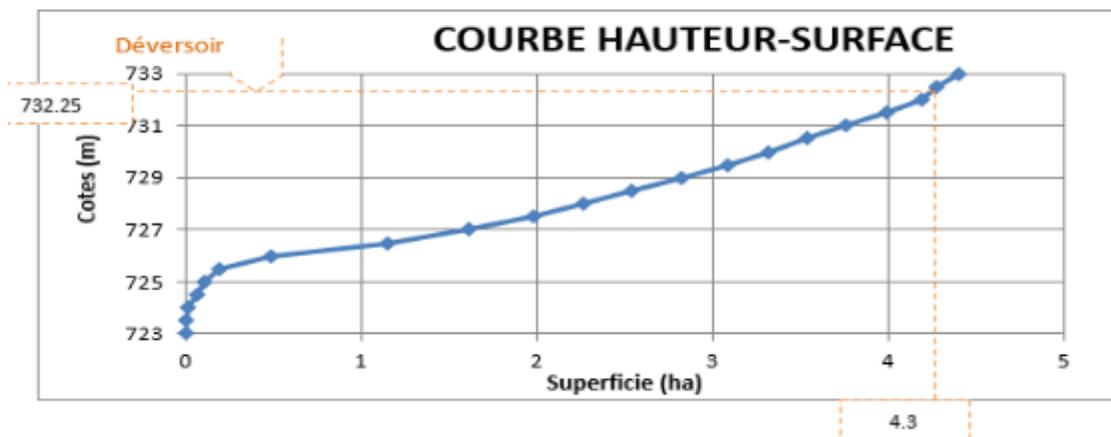
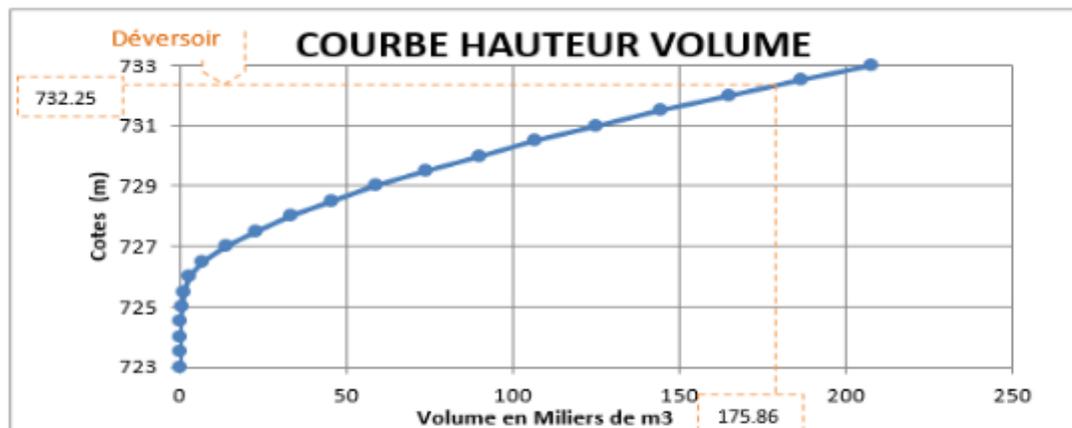
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTAL
Pm₁₀ (mm)	34.0	34.8	40.0	174.1	57.6	116.1	176.6	72.0	100.2	142.3	0.0	0.0	948.4

Après calculs, les résultats se présentent comme suit :

Pm ₁₀ (mm)	Pr ₁₀ (mm)	Kr ₁₀ (%)	Vr ₁₀ (m ³)
948.4	313	33	2 982 623

Annexe IV : Simulation utilisation retenue à l'horizon 2035

Hauteur (m)	Volume (m ³)	Surface (ha)
723	0	0.000
723.5	0	0.000
724	28	0.020
724.5	231	0.066
725	682	0.112
725.5	1391	0.192
726	2933	0.484
726.5	7064	1.149
727	14012	1.614
727.5	23074	1.978
728	33701	2.269
728.5	45740	2.544
729	59153	2.824
729.5	73941	3.086
730	89963	3.319
730.5	107104	3.536
731	125336	3.764
731.5	144765	3.994
732	165247	4.188
732.5	186485	4.280
732.25	175866	4.300
733	207887	4.400



Dans le but de simuler l'utilisation de la cuvette à l'horizon du projet deux options évidentes se présentent à nous :

- ❖ Une simulation chronologique de l'utilisation de la retenue par année jusqu'à l'horizon du projet,
- ❖ Une simulation sur une seule année mais suivant les conditions les plus défavorables.

Dans notre cas, ne disposant pas de model assez puissant pour prédire les apports par année au niveau de la cuvette, la première option ne sera pas retenue. Notre simulation portera sur la seconde. Ainsi, nous nous placerons dans le cas d'une sécheresse décanale (apports en eau faibles) à la fin du projet (besoins en eau maximum) et nous verrons si les apports au niveau de la cuvette sont susceptibles de satisfaire les besoins en eau des populations.

Détermination des Pertes en eaux

✚ Pertes par évaporation

Plusieurs méthodes permettent d'approximer les valeurs de l'évaporation enregistrer au niveau d'un plan d'eau libre.

Dans notre cas nous retiendrons la méthode de BERNARD POUYAUD basée sur des travaux de recherche sur le lac Bam de Kongoussi. Il préconise que l'évaporation sur les plans d'eau libre peut être considéré comme représentant 70 à 75% des valeurs de l'évaporation lue sur le bac "A".

$$ELac = 0,75 \times EBac \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} ELac : \text{l'évaporation de la nappe d'eau libre} \\ EBac : \text{l'évaporation du bac classe A} \end{array} \right\}$$

✚ Pertes par infiltration

En ce qui concerne l'infiltration, Il est souvent conseillé de retenir pour l'évaluation des pertes par infiltration des valeurs situées entre 2 mm/j et 3 mm/j. Nous retiendrons une valeur de 2 mm/j soit environs 60 mm/mois.

✚ Les pertes par consommations

Les besoins brutes en eau des populations de Danyi sont estimés à 324.72 m³/j à l'horizon du projet.

✚ Perte par dépôt solide

Le ruissellement de l'eau entraine le dépôt de matériaux solides sur son parcours.

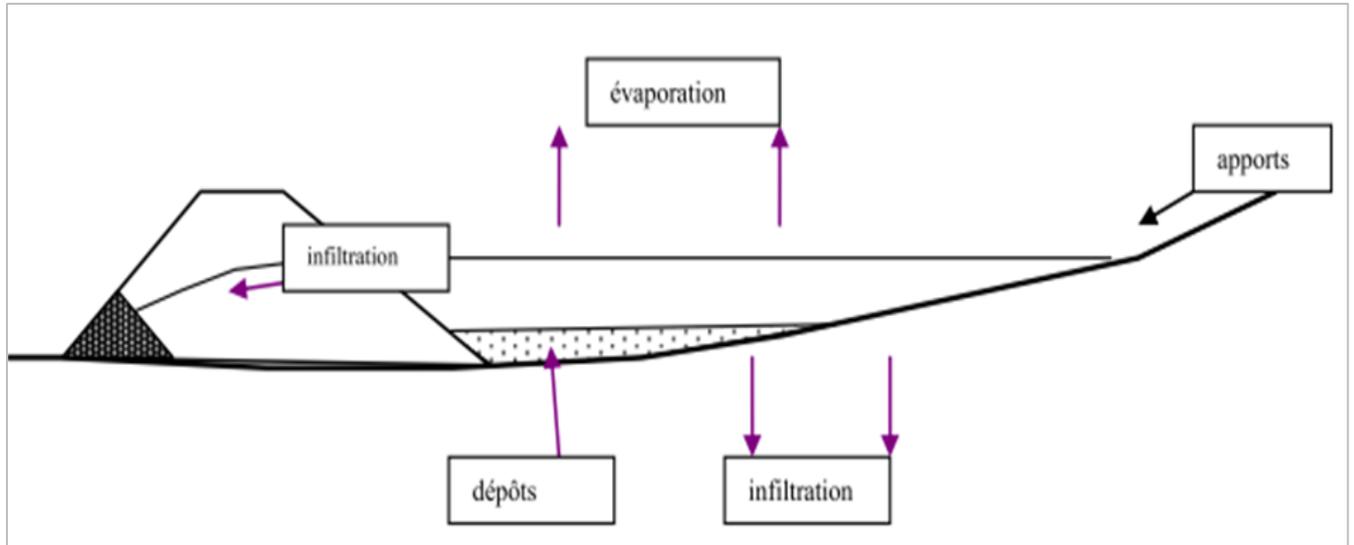
L'accumulation de ces dépôts est à l'origine du phénomène d'envasement qui impacte sur la capacité de rétention de la cuvette. Les apports solides seront déterminés par la formule CIEH-EIER (GRESILLON J.M. 1976) :

$$D = 700 \times \frac{P}{500} - 2,2 \times S^{-0,1} \quad \text{et} \quad V = D \times S \quad \text{Avec}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D = \text{dégradation spécifique} \\ S = \text{superficie du bassin versant (km2)} \\ P = \text{pluviométrie moyenne annuelle} \\ V = \text{apports solides} \end{array} \right\}$$

$$V = 700 \times \frac{948,4}{500} - 2,2 \times 4,3^{-0,1} \times 4,3$$

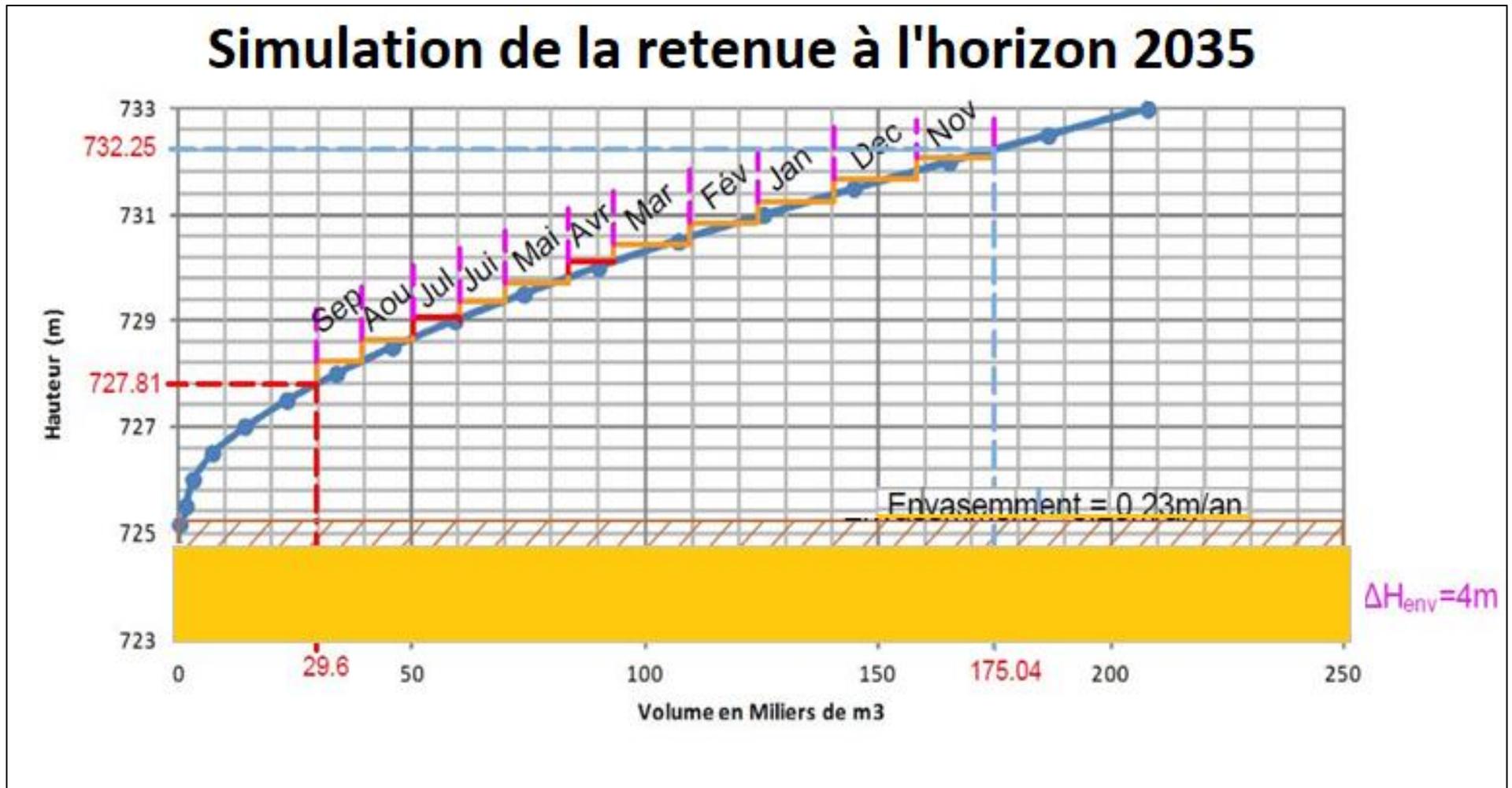
V=0.23m/an soit environs 4m sur les 17 ans



Source : mémoire Zida Gilles 2iE, janvier 2017

Le tableau suivant récapitule les données de base pour réaliser la simulation.

	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembre	octobre	novembre	décembre
Nombre de jours	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Evap Bac (mm)	150.4	143.8	167.9	125	145.7	89	74.1	61.8	72.3	118.2	114	133.4
Evapo retenue (mm)	112.8	107.85	125.925	93.75	109.275	66.75	55.575	46.35	54.225	88.65	85.5	100.05
Infiltration (mm)	62	56	62	60	62	60	62	62	60	62	60	62
perte (mm)	174.8	163.85	187.925	153.75	171.275	126.75	117.575	108.35	114.225	150.65	145.5	162.05
pluie (mm)	34	34.8	40	174.1	57.6	116.1	176.6	72	100.2	142.3	0	0
déficits pluvieux (mm)	-140.8	-129.05	-147.925	20.35	-113.675	-10.65	59.025	-36.35	-14.025	-8.35	-145.5	-162.05
besoins en eau des populations (m3)	11072.95	10358.57	11072.95	9741.60	10066.32	9741.60	10066.32	10066.32	9741.60	10066.32	10715.76	11072.95



Après simulation, on retient que la retenue pourrait supporter la demande en eau à l'horizon du projet avec une cote d'étiage de 727,81m soit une profondeur d'eau d'environ 3,71 m à l'exutoire totalisant un volume d'environ 29 600 m³ d'eau dans les conditions les plus défavorables.

Annexe V : Dimensionnement des ouvrages de traitement

- Le dessableur

Après analyse de l'eau provenant de la retenue de Danyi, une filière de traitement a été dimensionnée dans le but de rendre cette eau potable pour les populations.

Le débit d'écoulement dans le dessableur : Q

Section horizontale : $S = l \times L$

Section verticale d'écoulement : $S = l \times h$

Soit V_s la vitesse de sédimentation du plus petit grain de sable à retenir

Soit V_h la vitesse d'écoulement horizontale. Elle doit être inférieure à la vitesse critique d'entraînement V_c du plus petit grain de sable.

Le plus petit grain de sable devrait atteindre le fond de l'ouvrage avant la sortie.

Le temps de sédimentation $\frac{h}{V_s}$ doit être inférieur au temps de traversée horizontale de

l'ouvrage $\frac{L}{V_h}$ ($\frac{h}{V_s} \leq \frac{L}{V_h}$)

En considérant $L = 2l$ on a : $l \geq \sqrt{\frac{Q}{2V_s}}$ et $h = \frac{Q}{V_h \times l}$

Notre problème se présente alors comme suit :

- $Q=100 \text{ m}^3/\text{h}$ (horizon 2068)
- On désire retenir les particules $D \geq 0.2 \text{ mm}$ avec une vitesse d'écoulement de 0.3 m/s

Résultat :

- Détermination de V_s .

Vitesse de chute corrigée des particules de sable: selon le mémento technique de l'eau de Dregremont.

D cm	0,005	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,10	0,20	0,30	0,50	1,00
$V_c \text{ cm.s}^{-1}$	0,2	0,7	2,3	4,0	5,6	7,2	15	27	34	47	74
$V_c' \text{ cm.s}^{-1}$	0	0,5	1,7	3,0	4,0	5,0	11	21	26	33	-
$V_c'' \text{ cm.s}^{-1}$	0	0	1,6	3,0	4,5	6,0	13	25	33	45	65
$V_I \text{ cm.s}^{-1}$	15	20	27	32	38	42	60	83	100	130	190

Avec :

d : diamètre de la particule de sable;

V_c : vitesse de sédimentation pour fluide à vitesse horizontale nulle;

V_c' : vitesse de sédimentation pour fluide à vitesse égale à V_I ;

V_c'' : vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale de $0,30 \text{ m/s}$;

V_I : vitesse horizontale critique d'entraînement de la particule déposée.

On retient donc $V_s = 0.016 \text{ m/s}$

On en déduit : $l \geq \sqrt{\frac{100}{2 \times 3600 \times 0.33}} \rightarrow l \geq 0.93 \text{ m} \rightarrow l = 1 \text{ m}$ et $L = 2 \text{ m}$

$h = \frac{100}{3600 \times 0.3 \times 1} \rightarrow h = 0.1 \text{ m}$. Retenons que ces valeurs constituent des valeurs minimales

Dimensionnement coagulation floculation

Hypothèses de base

- solution monodisperse (diamètre caractéristique d_p) : Les distributions de taille des particules dans les eaux naturelles suivent des lois du type : $\frac{dN}{d(dp)} = \frac{Cste}{dp^4}$
- particules sphériques
- cinétique de Smoluchowski
 - ✓ Régime permanent
 - ✓ Mélange parfait
 - ✓ Pas d'attraction, de fragmentation
 - ✓ Chaque collision conduit à une agrégation

On obtient l'équation suivante : $\frac{dN}{dt} = -\frac{2}{3} \times G \times dp^3 \times N^2$

avec N : nombre de particules par unité de volume (m^{-3}), G : gradient de vitesse (s^{-1}) et dp : diamètre de particules cibles (m).

Calcul du volume du mélangeur :

En floculation les vitesses d'agitation préconisées sont comprises entre 20 et $30s^{-1}$. On retiendra la moyenne $G= 25s^{-1}$

L'objectif ici est un rabattement de 50 % soit $N= N_0/2$

Après intégration de l'équation de Smoluchowski on tire :

$$t = \frac{3}{2 G d_p^3} \frac{1}{N_0}$$

- Calcul du nombre de particule N_0 à $t = 0s$
- | | | |
|-------------------------------------|---|---|
| $5.33 \cdot 10^{-3} \text{ mg/m}^3$ | → | $1.06 \cdot 10^{12} \text{ particule/m}^3$ (Valeurs issues Etude IRD) |
| $24 \cdot 10^{-3} \text{ mg/m}^3$ | → | N_0 |

$N_0 = 4.77 \cdot 10^{12} \text{ particule /m}^3$

En considérant $dp = 2\mu\text{m}$ on a :

$$t = \frac{3}{2 \times 25 \times 2 \times 10^{-6}} \frac{1}{4.77 \times 10^{12}}$$

$t = 3800 \text{ s}$ soit 30 mn

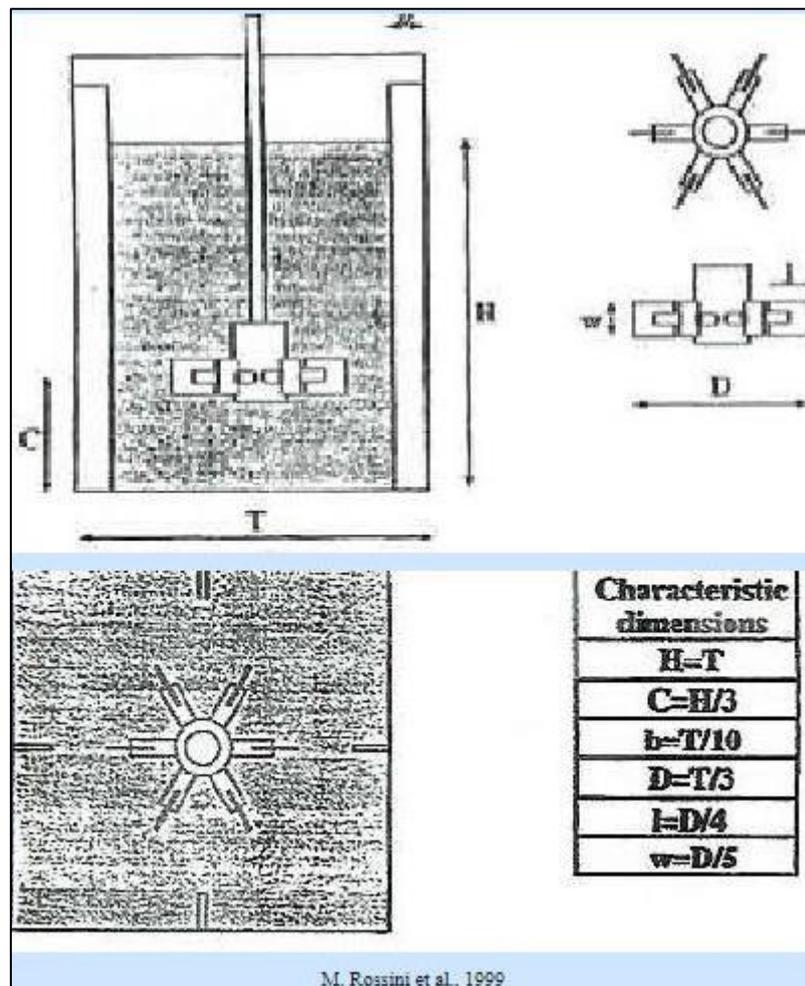
- Géométrie du mélangeur

$$Q(m^3/h) = \frac{V(m^3)}{t(h)} \longrightarrow V(m^3) = Q(m^3/h) \times t(h)$$

$$V(m^3) = 32 \times \frac{30}{60} \longrightarrow V = 16 m^3$$

En choisissant un bassin de forme parallélépipédique on retient les dimensions suivantes :
L = 6.15 m, T = 1.5 m, H = 1.5 m .

La détermination de la géométrie des palmes se fera à l'aide de la géométrie standard d'un réacteur agité par une turbine de Rushton présentée comme suit :



H=T(m)	C(m)	b(m)	D(m)	l(m)	w(m)
1.5	0.5	0.15	0.5	0.13	0.1

Calcul de la puissance d'agitation :

La puissance nécessaire à une turbine de Rushton est donnée par :

$$P = \rho \times G^3 \times l^5$$

$$P = 100 \times 25^3 \times 0.13^5 \longrightarrow P = 580w$$

Dimensionnement du décanteur :

Hypothèses de base :

Soit :

$t_d(s)$: temps de décantation (temps mis pour toucher le sol)

$t(s)$: temps de séjour dans le décanteur

$V_f(m/s)$: vitesse de déplacement du fluide dans le décanteur

$V_L(m/s)$: vitesse limite de chute de la particule

$Q(m^3/s)$: débit à traiter

$l(m)$: largeur du décanteur

$L(m)$: longueur du décanteur

$h(m)$: hauteur du décanteur

$A(m^2)$: aire au sol ($A = L \times l$)

$S(m^2)$: section du décanteur ($S = l \times h$)

Le décanteur doit retenir au sol les particules dont le diamètre est supérieur à 50 μm . cela n'est possible que si :

$$t_d < t \Leftrightarrow \frac{h}{V_L} < \frac{L}{V_f} \Leftrightarrow \frac{h}{V_L} < \frac{L \cdot S}{Q}$$

- Détermination de la vitesse limite de chute d'une particule

La loi de STOKES $V_L^2 = \frac{4}{3} \frac{d_p}{C_D} \frac{\rho_s - \rho_e}{\rho_e} g$

$$C_D = a R_{ep}^{-n}$$

$$R_{ep} = \frac{d_p \times \rho_e \times V_p}{\mu}$$

Avec V_L : vitesse limite de chute de la particule (m/s)

d_p : diamètre de la particule (m)

C_D : Coefficient de trainée

ρ_s : masse volumique du solide (kg/m³)

ρ_e : masse volumique du fluide (kg/m³)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

a, n : constantes

R_{ep} : nombre de Reynolds particulaire

V_p : vitesse de particule (m/s)

Calcul du nombre de Reynold de la particule :

Données :

$$d_p = 50 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$\rho_s = 1300 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_e = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$V_p = 0.3 \text{ m/s}$$

$$\mu = 0.001 \text{ Pa} \cdot \text{s}$$

$$R_{ep} = \frac{50 \times 10^{-6} \times 1000 \times 0.3}{0.001} \longrightarrow R_{ep} = 15$$

Détermination a, n

$$10^{-4} < R_{ep} < 1$$



Régime laminaire : $a = 24$; $n = 1$

$$1 < R_{ep} < 10^3$$



Régime intermédiaire : $a = 18.5$, $n = 0.6$

$$10^3 < R_{ep} < 2 \times 10^5$$



Régime turbulent : $a = 0.44$, $n = 0$

Dans notre cas le régime est intermédiaire donc $a = 18.5$, $n = 0.6$

Coefficient de trainée C_D :

$$C_D = 18.5 \times 15^{-0.6} \longrightarrow C_D = 3.64$$

$$V_L = \sqrt{\frac{4 \times 50 \times 10^{-6} \times (1300 - 1000) \times 10}{3 \times 3.64 \times 1000}} \longrightarrow V_L = 0.007 \text{ m/s}$$

- **Géométrie du décanteur**

$$A = \frac{Q}{V_L} \longrightarrow A = \frac{32}{3600 \times 0.007}$$

En général, $L = 6 \times l$

On retient : $L = 2.7 \text{ m}$ et $l = 0.45 \text{ m}$

- **Géométrie chicane**

L'efficacité d'un décanteur longitudinal ne dépend pas de sa profondeur, donc on pose $h = 1 \text{ m}$

Dimensionnement des filtres :

Les filtres sont dimensionnés pour réduire de 10% de MES

- ❖ **Dimension de l'ouvrage**

- Une vitesse $V = 5 \text{ m/h}$ est généralement admise pour le dimensionnement des filtres
- Débit de dimensionnement dans notre cas $Q = 32 \text{ m}^3/\text{h}$
- On obtient une surface $S = 6,4 \text{ m}^2$

- ❖ **Dimension des matériaux filtrants**

D'après IRC, 1991, La filtration lente sur sable pour approvisionnement en eau potable, document technique n°24 :

- Surface du lit filtrant par unité : 5 à 200 m^2
- Nombre de filtre par système : minimum 2
- Epaisseur du sable : 0,8 à 0,9 m de granulométrie 0,15 à 0,3 mm avec coef d'uniformité inférieur à 3
- Epaisseur du gravier : 0,3 à 0,5 m
- Hauteur d'eau surnageante : 1 m

Dimensions module de filtre					
L	l	Heau	Hsable	Hgravier	Htotal
2,3	2,3	1,3	1	0,5	2,8

Annexe VI : Protection et entretien du réseau

- Étude du coup de bélier dans le réseau

Hypothèses et paramètres de base :

- ✓ Variation brutale du régime d'écoulement **formule de Joukovski-Allievi**
- ✓ PN (Pression Nominale) : - refoulement : 16 bars soit 160 mCE
- distribution : 10 bars soit 100 mCE
- ✓ ε : module d'élasticité de l'eau = $2,5 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$
- ✓ e : épaisseur de canalisation [m]
- ✓ E : module d'élasticité du matériau = $1,4 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$ [PEHD Interplast]
- ✓ g : accélération de la pesanteur = 10 m/s^2
- ✓ ΔP : variation de pression [m]
- ✓ P_{max} : pression maximal enregistrée dans la conduite
- ✓ U_0 : vitesse de l'eau dans la conduite [m/s]
- ✓ D : Diamètre intérieur de la conduite [m]
- ✓ ρ : masse volumique de l'eau = 1000 kg/m^3

Principe de vérification

Si $P_{max} + \Delta P \geq PMA (1,2 \times PN)$ alors il faut prévoir un dispositif anti – bélier

Résultats :

Le dimensionnement concerne aussi bien la distribution que le refoulement. Etant donné que les étapes de calcul sont les mêmes, ici nous présenterons uniquement la note de calcul du réseau de distribution qui semble un peu plus complexe.

En distribution, nous avons plusieurs conduites. Normalement la vérification doit se faire pour toutes les conduites. Cependant si nous sommes sûrs que la conduite la plus contraignante résiste aux coups de bélier alors on peut affirmer sans se tromper que le réseau résistera. Donc il s'agira d'identifier la conduite ayant la plus grande vitesse et /ou la plus petite section dans un premier temps et ensuite d'identifier la conduite où la pression est la plus élevée sur le réseau.

- ❖ Identification des conduites :

1^{er} cas : conduite DN 160 mm, e = 9,5 mm, $U_0 = 1 \text{ m/s}$, P = 30 mCE

2^{ème} cas : conduite DN 32 mm, e = 2 mm, $U_0 = 0.34 \text{ m/s}$, P = 61 mCE

La variation de pression est donnée par la **formule de Joukovski-Allievi** qui stipule :

$$\Delta P = C \frac{U_0}{g} \quad (\text{Roland O. YONABA, 2015})$$

Avec

$$C = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{E \times e} \right)}}$$

Calcul de la célérité C

$$C_1 = \sqrt{\frac{1}{1000 \left(\frac{1}{2,5 \times 10^9} + \frac{0.16}{1,4 \times 10^9 \times 0.0095} \right)}} \longrightarrow C_1 = 284 \text{ m/s}$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{1}{1000 \left(\frac{1}{2,5 \times 10^9} + \frac{0.032}{1,4 \times 10^9 \times 0.002} \right)}} \longrightarrow C_2 = 291 \text{ m/s}$$

Calcul de la variation de pression :

$$\Delta P_1 = 284 \times \frac{0,79}{9,81} \qquad \Delta P_1 = 22,8 \text{ m}$$

$$\Delta P_2 = 291 \times \frac{0,34}{9,81} \qquad \Delta P_2 = 10,1 \text{ m}$$

Vérification :

$$\begin{array}{l} P_1 + \Delta P_1 = 30 + 22,8 \longrightarrow P_1 + \Delta P_1 = 52,8 \text{ m} \\ P_2 + \Delta P_2 = 61 + 10,1 \longrightarrow P_2 + \Delta P_2 = 71,1 \text{ m} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} P_1 + \Delta P_1 = 30 + 22,8 \\ P_2 + \Delta P_2 = 61 + 10,1 \end{array}} \right\} < \text{PMA} = 120 \text{ mCE}$$

On n'a pas besoins d'installer un dispositif anti-bélier car la pression nominale des tuyaux supporte aisément le phénomène de coups de bélier.

Annexe VII : Caractéristique Stockage

La capacité du réservoir a été déterminé en simulant les entrées et sortie d'eau en 24 h au niveau dans ce dernier afin de déterminer les déficits et excédants maximum au cours de la journée. Ainsi les paramètres de simulation utilisés se présentent comme suit :

- Débit de pompage : $Q_{pomp} = 29,77 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de consommation moyenne : $Q_{moy} = 14,88 \text{ m}^3/\text{h}$
- Temps de pompage : $T_{pomp} = 12\text{h}$ (6h la matinée et 6h le soir)
- Coefficient de consommation horaire : (présentation en bleu dans le tableau)

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus :

Temps	0_1	1_2	2_3	3_4	4_5	5_6	6_7	7_8	8_9	9_10	10_11	11_12	12_13	13_14	14_15	15_16	16_17	17_18	18_19	19_20	20_21	21_22	22_23	23_24
Qpom	0	0	0	0	0	0	29,77	29,77	29,77	29,77	29,767	29,77	0	0	0	29,77	29,77	29,77	29,77	29,77	29,77	0	0	0
V pomp(m3)	0,00	0	0	0	0	0	29,77	29,77	29,77	29,77	29,767	29,77	0	0	0	29,767	29,77	29,77	29,767	29,767	29,77	0	0	0
VPomp cumulé	0,00	0	0	0	0	0	29,77	59,53	89,3	119,1	148,84	178,6	178,6	178,60	178,6	208,37	238,1	267,9	297,67	327,44	357,2	357,2	357,2	357,2
Coef Cons	0,25	0,1	0,05	0,3	0,5	1,25	2	1,4	1,3	1	0,8	1,2	1,4	1,45	1,4	1,05	1	1,1	1,2	1,4	1,45	1,4	0,75	0,25
V distribué (m3)	3,72	1,488	0,74	4,465	7,442	18,6	29,77	20,84	19,35	14,88	11,907	17,86	20,84	21,58	20,837	15,628	14,88	16,37	17,86	20,837	21,58	20,837	11,16	3,721
Vd cumulé (m3)	3,72	5,209	5,95	10,42	17,86	36,46	66,23	87,07	106,4	121,3	133,21	151,1	171,9	193,49	214,32	229,95	244,8	261,2	279,07	299,9	321,5	342,32	353,5	357,2
Vp-Vd	-3,72	-5,21	-5,95	-10,42	-17,86	-36,46	-36,46	-27,53	-17,12	-2,23	15,63	27,53	6,70	-14,88	-35,72	-21,58	-6,70	6,70	18,60	27,53	35,72	14,88	3,72	0,00

Les profils ci-dessus tracés révèlent que :

- le déficit maximum observé est de $-36,46 \text{ m}^3$ et s'étale sur la période de 5h à 7h,
- tandis que l'excédent maximum observé est de $35,72 \text{ m}^3$ de 20h à 21h.

$$C_u = |\text{Déficit Max}| + \text{Excédent Max}$$

On obtient ainsi une Capacité Utile $C_u = 72,19 \text{ m}^3$.

Annexe VIII : Dimensionnement Electricité

- Choix du Transformateur :

Récepteurs	Puissance absorbée (kVA)	Facteur d'utilisation maxi	Puissance apparente maximale d'utilisation (KVA)	Facteur de simultanéité niveau 1	Puissance d'utilisation niveau 1 (KVA)	Facteur de simultanéité niveau 2	Puissance d'utilisation niveau 2 (KVA)	Coefficient d'extension Ke	Puissance d'utilisation niveau 3 (KVA)	Transformateur choisi (KVA)
6 PC 2P+T 16A 230V	13,8	0,3	4,14	0,25	1,04	0,7	31,0	1,2	37,15	40
7 PC 2P+T 16A 230V	16,1	0,3	4,83	0,23	1,10					
2 PC 3P+T 32A 230V	14,72	0,3	4,42	0,55	2,43					
15 réglettes fluo 2x36W 230V	1,27	1	1,27	1	1,27					
10 Lampes à vapeur 250W 230V	2,94	1	2,94	1	2,94					
2 Pomp immergées 19 KW 230V	42,25	0,8	33,80	1	33,80					
2 Pompes doseuses 78 W 230V	0,89	0,8	0,71	1	0,71					
2 Moteur pour agitateurs 580W 230V	1,60	0,8	0,93	1	0,93					

A partir de la puissance totale foisonnée Pf fournie par le bilan de puissance, la puissance de la source d'alimentation (Ptr) s'obtient par l'expression suivantes :

$$Ptr (KVA) = Pf(KVA) \times Ke$$

ke : coefficient d'extension compris entre 1,1 et 1,2.

Dans notre cas nous avons :

- Pf = 31,0 kVA
- Nous estimons ke = 1,2
- Ptr (kVA) = 31 x 1,2 = 37,17 kVA
- On choisira un transformateur de **40 kVA**, valeur la plus proche des puissances

- Choix de l'alternateur

L'évaluation de la puissance de l'alternateur se fait de la manière suivante :

- L'addition de toutes les puissances installées exprimées en kW, pour tous les appareils alimentés par le groupe électrogène, en appliquant à chaque appareil un coefficient d'utilisation qui lui est propre,
- Pour les moteurs électriques de puissances supérieures à 5 kW, l'addition de la surpuissance au démarrage (1,8 à 2,5 fois leur puissance active nominale),
- L'application des coefficients de simultanéité aux différents niveaux du schéma
- La prise en compte d'un facteur de puissance moyen estimé ou calculé,
- Une majoration de 10% à 20% pour extension éventuelle

Récepteurs	Puissance Nominale (KW)	Puissance démarrage (KW)	coefficient d'utilisation	Puissance appelée (KW)
Eclairage	4,21		1	4,21
PC	44,62		0,3	13,386
Pompe immergée	5,15	15,45	0,8	12,36
Pompe doseuses	0,89	2,67	0,8	2,14
moteur agitateurs	1,60	3,48	0,8	2,78
	TOTAL			34,88
Coefficient de simultanéité				0,6
Puissance d'utilisation (kW)				20,9
Facteur de puissance				0,8
Puissance apparente (kVA)				26,2
Majoration pour extension				1,1
Puissance apparente totale (kVA)				28,78

Après consultation du catalogue du constructeur, notre choix se portera sur un groupe électrogène de puissance commerciale de 33 kVA avec un facteur de puissance de 0,8.

Annexe IX : Evaluation financière

N° D'ORDRE	DESIGNATION	COÛT (F CFA)
0	Installation de chantier	25 000 000
<i>Sous - Total 0.</i>		25 000 000
I.	<i>Equipements Hydrauliques et Electromécaniques</i>	
1,1	Equipements Electromécaniques	43 000 000
1,2	Equipements Hydrauliques	20 000 000
<i>Sous - Total I.</i>		63 000 000
II.	<i>Equipements Electriques</i>	
2,1	Transformateur	12 500 000
2,2	Extension ligne MT/BT + Branchements	6 750 000
2,3	Protection Surtension / Foudre	1 500 000
2,4	Fourniture et mise en place d'équipement électrique	500 000
<i>Sous - Total II.</i>		21 250 000
III.	<i>Génie civil</i>	
3,1	Construction de la station de traitement et de pompage	128 900 000
3,2	Construction de réservoir 160 m3 sur tour + clôture de protection	90 000 000
3,3	Construction et équipement bâtiment d'exploitation et logement TdE	81 000 000
3,4	Travaux de réhabilitation du barrage et de la prise d'eau	51 735 000
<i>Sous - Total III.</i>		351 635 000
IV.	<i>Réseau</i>	
4,1	Fourniture, fouilles et pose de conduites PEHD	149 011 500
4,2	Fourniture et pose de pièces spéciales (vidanges, ventouses et robinets vannes)	24 150 000
4,3	Fourniture et pose de raccords	4 987 000
4,4	Réalisation et équipement des points de distribution	42 400 000
4,5	Réalisation de poteau d'incendie	3 000 000
4,6	Pièces de rechange à remettre à la TdE	9 864 700
<i>Sous - Total IV.</i>		233 413 200
Total Investissements HT/HD		694 298 200
TVA (18%)		124 973 676
TOTAL GENERAL TTC		819 271 876

Annexe X : Fiche d'analyse de l'eau du barrage

Laboratoire de Chimie des Eaux

FDS-UL ; BP : 1515 ; Lomé, Togo
Tél : (228) 22 25 50 94 / 23 20 24 30
Fax (228) 22 21 85 95

RESULTATS DES ANALYSES

Demandeur : IGA /M. DAO

Echantillon : Eau

Provenance : SETM-Benin /Danyi-Apéyémè

Paramètres	Méthodes	Résultats	Conc maximales O.M.S (*) - UE
<i>Paramètres physico-chimiques</i>			
Couleur - mg Pt-Co/L	Platine/Cobalt	< 5	20(*) -20
Turbidité - NTU	Néphélométrie	1.3	5(*)
Odeur - Qualitatif	Qualitatif	Inodore	Limite subjective
Saveur - Qualitatif	Qualitatif	Sans goût	Limite subjective
Température - °C	Thermomètre	28.8	-
pH	Electrométrie	5.85	6.50 - 8.50
Cond élec 20°C - µs/cm	Conductimétrie	18	400 (nombre guide)
Solides dissous - mg/L	Conduc/Salinomètre	24	1000(*) - 1500
TA - °f	Acidimétrie	0.0	-
TAC - °f	Acidimétrie	1.0	-
Carbonates (CO ₃ ²⁻) - mg/L	Acidimétrie	0.0	-
Bicarbonates (HCO ₃ ⁻) - mg/L	Acidimétrie	12.2	> 30 (nombre guide)
TH (Dureté totale) - °f	Complexométrie	0.8	>15
TH calcique (Ca ²⁺) - mg/L	Complexométrie	1.6	100 (nombre guide)
TH magnésien (Mg ²⁺) -mg/L	Complexométrie	1.0	50
Sodium (Na ⁺) - mg/l	Spectrophotométrie	1.6	150
Potassium (K ⁺) - mg/l	Spectrophotométrie	0.4	12
Fer total (Fe ²⁺ et Fe ³⁺) - mg/L	Spectrophotométrie	< 0.05	0.3 (*) - 0.2
Manganèse (Mn ²⁺) - mg/L	Spectrophotométrie	< 0.05	0.4 (*) - 0.05
Ammonium (NH ₄ ⁺) - mg/L	Spectrophotométrie	< 0.05	1.5 (*) - 0.5
Nitrates (NO ₃ ⁻) - mg/L	Spectrophotométrie	1.1	50(*) - 50
Nitrites (NO ₂ ⁻) - mg/L	Spectrophotométrie	< 0.025	3.0 (*) - 0.1
Chlorures (Cl ⁻) - mg/L	Argentimétrie	< 0.5	250(*) - 250
Sulfates (SO ₄ ²⁻) - mg/L	Néphélométrie	1.5	400(*) - 250
Oxydabilité KMnO ₄ . mgO ₂ /L	Acide/Chaud	0.6	2 (nombre guide)

CONCLUSION : L'eau a une minéralisation très faible. Elle présente des caractéristiques organoleptiques et chimiques acceptables.

Le Responsable Scientifique *p/o*


 LABORATOIRE DE CHIMIE DES EAUX
 FACULTE D'AGRICULTURE
 UNIVERSITE D'ABOHO
 B. P. 1515
 Tel: 225-50-94 / 23-20-24-30
 FAX: 221-85-95
 Prof. BAWA L. M.

Annexe XI : Fiche techniques des équipements

- 1- le Groupe électrogène**
- 2- le transformateur électrique**
- 3- Pompe immergée**
- 4- Réducteur de pression**
- 5- pompe doseuse**
- 6- Compteur d'eau**

Annexe XII : Plans exécutions

- 1- Plan des points hauts (ventouses)**
- 2- Plan des points bas (vidanges)**
- 3- Schéma des tranchées de pose des conduites**
- 4- Schéma du château d'eau 160m³ de Danyi**
- 5- Plan des Bornes Fontaines**
- 6- Plan des Branchement Particuliers**
- 7- Plan de Masse station de traitement et de pompage**
- 8- Plan regard de sortie de prise, Bassin de décantation et filtre**
- 9- Plan chenal d'amenée et regard de sortie de prise**
- 10- Pièces hydraulique station de pompage et de traitement**
- 11- Plan du bassin de dissipation et des diguettes de protection**

Annexe XIII : Profils en long

Annexe XIV : Carnet de Nœuds