ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE POUR LE RENFORCEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE (AEP) EN COTE D'IVOIRE : CAS DE LA VILLE DE DIMBOKRO ET DE SES LOCALITES ENVIRONNANTES

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

OPTION : GENIE DE L'EAU, DE L'ASSAINISSEMENT ET DES AMENAGEMENTS HYDRO-AGRICOLES (GEAAH)

Présenté et soutenu publiquement le 17 juillet 2026 par

Aoussi Firmin Aristide KANGA (20230301)

Encadreur 2IE : Dr. Lawani Adjadi MOUNIROU, Enseignant Chercheur 2iE

Maître de stage : M. Bernard KADJO, Chef du Service Eau et Energie à TERRABO-Ingénieur Conseil

Structure d'accueil du stage : TERRABO-Ingénieur Conseil

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Angelbert Chabi BIAOU

Examinateur : M. Olivier COULIBALY

M. Brahima BAKO

PROMOTION [2025/2026]

Dédicace

Je dédie ce mémoire à

DIEU, le tout Puissant

Lui qui a été et est toujours là pour me guider, pour la grâce de l'intelligence et le courage qu'Il m'accorde dans ma vie

A ma Maman

Je te remercie pour ton soutien et ta prière constante et incessante pour moi. Merci pour les sacrifices consentis pendant toutes ces nombreuses années pour mon bien-être et ma formation. Je prie DIEU de te garder encore très longtemps parmi auprès de nous dans la santé et la paix.

A la mémoire de mon Papa

Merci pour tout ce que tu as fait pour moi et mes frères et sœurs. Jusqu'à ton dernier souffle tu n'as cessé de prier pour nous et nous prodiguer des conseils. Merci infiniment.

Remerciements

Ce travail que j'ai l'honneur de présenter a été possible grâce à la contribution de certaines personnes que je tiens à remercier.

- Au Professeur El Hadji Bamba DIAW, Directeur général de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, institut de référence dans laquelle j'ai reçu une formation de qualité ;
- Au Professeur Mahamadou KOÏTA, Directeur des Enseignement et des Affaires Académiques ;
- Au Chef du Département Génie de l'Eau, de l'Assainissement et des Aménagements Hydro-Agricoles Professeur Harinaivo ANDRIANISA, Professeur titulaire (CAMES) ;
- A mon Directeur de mémoire et encadreur interne Dr Lawani MOUNIROU, Enseignant-chercheur au laboratoire Hydraulique et Hydrologie appliquée, qui malgré son calendrier chargé a accepté de m'encadrer et a pris de son temps pour apporter des critiques et remarques pertinentes afin d'avoir un document potable
- A tout le corps professoral de l'Institut 2iE pour la formation reçue.
- Monsieur Sérahin K KOUAME, Directeur générale d'avoir accepté de me recevoir dans sa structure ;
- Monsieur Abdoulaye TRAORE, Directeur du Département projets pour sa disponibilité et à répondre à toutes nos questions afin de mieux comprendre l'étude ;
- Monsieur Bernard KADJO, Chef de Service Eau et Energie, d'avoir accepté de me recevoir dans ce service où j'ai appris énormément auprès de ses collaborateurs ;
- Monsieur Franck BADA, Chef de projets au service Eau et Energie pour sa disponibilité, ses conseils et surtout sa patience qui m'ont permis d'apprendre aussi bien sur le plan professionnel et personnel ;
- Mon Maître de stage Monsieur Fiatsi ATSU, Ingénieur d'études à qui je tiens à remercier énormément pour son soutien, ses orientations, son altruisme et sa grande patience dans mon apprentissage. Les connaissances et expériences acquises grâce à vous seront très utiles pour la suite de mon parcours ;
- A tous les Ingénieurs et tout le personnel de TERRABO-Ingénieur Conseil pour l'accueil reçu durant mon séjour dans la structure.
- A mes frères et sœurs pour leur encouragement constant et la confiance ;
- A ma communauté Religieuse plus particulièrement à Père François ZONGO pour l'aide qu'il m'a apporté durant toutes ces années.

Résumé

La Région de N'Zi avec comme chef-lieu la ville de Dimbokro, a une croissance démographique qui s'accompagne d'une augmentation continue des besoins en eau potable. Son système actuel d'alimentation en eau potable (AEP) alimenté par des infrastructures dont les capacités deviennent insuffisantes, présente des contraintes techniques susceptibles de mettre à mal la qualité et la continuité du service. C'est face à cette situation que la présente étude a porté sur le renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville de Dimbokro et des localités environnantes afin de satisfaire durablement les besoins des populations à l'horizon 2055.Tout d'abord l'étude a consisté à faire un diagnostic du système existant, une analyse démographique des populations desservies, une évaluation des besoins actuels et futurs en eau potable ainsi qu'une étude hydrologique du bassin versant du barrage permettant de mobiliser la ressource en eau nécessaire. A partir de cet instant, les différents ouvrages de captage, de traitement, d'adduction, de distribution ont été dimensionnés en se conformant aux exigences techniques de l'alimentation en eau potable. La population totale à desservir atteindra 146 524 habitants à l'horizon du projet avec environ 90% vivant dans le centre-ville (Dimbokro). Les besoins journaliers de pointe sont estimés à 13 056 m^3/j, nécessitant une capacité de production d'environ 750 m^3/h, contre une capacité actuelle de 300 m^3/h, soit un déficit de production de 450 m^3/h.L'étude de l'évaluation de la rentabilité économique du projet à partir de la Valeur Actuelle Nette (VAN) et Taux de Rentabilité Interne (TRI) confirme la rentabilité du projet et confirme sa faisabilité économique à long terme.

Mots-clés :

1 : Alimentation eau potable

2 : Barrage

3 : Dimbokro et localités environnantes

4 : Renforcement

5 : Rentabilité économique

Abstract

The N'Zi Region, with the town of Dimbokro as its administrative centre, is experiencing population growth accompanied by a continuous increase in the demand for drinking water. Its current drinking water supply system, which relies on infrastructure whose capacity is becoming insufficient, faces technical constraints that could jeopardise the quality and continuity of the service. It is in light of this situation that this study has focused on strengthening the drinking water supply system for the town of Dimbokro and the surrounding localities, with a view to meeting the population's needs sustainably by 2055.Firstly, the study involved conducting an assessment of the existing system, a demographic analysis of the populations served, an evaluation of current and future drinking water requirements, and a hydrological study of the dam's catchment area to ensure the necessary water resources could be mobilised. On this basis, the various catchment, treatment, transmission and distribution facilities were designed in accordance with the technical requirements for drinking water supply. The total population to be served will reach 146,524 by the project's target date, with approximately 90 per cent living in the town centre (Dimbokro). Peak daily demand is estimated at 13,056 m³/day, requiring a production capacity of approximately 750 m³/h, compared with a current capacity of 300 m³/h, representing a production shortfall of 450 m³/h.The study assessing the project's economic viability, based on Net Present Value (NPV) and Internal Rate of Return (IRR), confirms the project's profitability and its long-term economic viability.

Keywords:

1: Dam

2: Dimbokro and surrounding areas

3: Drinking water supply

4: Economic viability

5: Upgrading

Fiche technique

Localisation		
Région		N'Zi
Ville		Dimbokro
Localités environnantes		Ediakro, Ahouniassou, Ahuia, Akessèmossou, Ebimolossou, Kolibo, Krokokro, Troumabo
Coordonnées	X	7°4' 15'' N
	Y	4°52' 31''O
Population		
Population année de référence (2021)		62 244
Population à l'horizon du projet (2055)		146 524
Demande en eau et débits		
Demande en eau		12985,8 m^3/j
Débit de production		750 m^3/h
Débit d'adduction		682,2m^3/h
Débit de distribution		837 m^3/h
Station d'exhaure		
Débit à pomper		450 m^3/h
Côte d'aspiration		78 m
HMT		42 m
Station de traitement		
Capacité de la station		450 m^3/h
Surface du dégrilleur		1,5 m^2
Volume du décanteur		110 m^3
Surface de décantation		64,2 m^2
Surface des filtres		135 m^2
Volume des filtres		392 m^3
Barrage		
Côte PHE		86 m
Côte PEN		84 m
Hauteur de la digue		14 m
Côte projet		88 m
Conduite de refoulement		
Nature		Fonte ductile
Diamètre		DN 400 C40
Longueur réseau		9826 m
Conduite d'adduction		
Nature		Fonte ductile
Diamètre		DN 400 C40
Longueur réseau		10 366 m
Pompe		
NK 150-500/489	HMT	80,04 m
	Débit	495, 4 m^3/h

Liste des sigles et abréviations

AEP : Alimentation en Eau Potable

Anstat : Agence national de la statistique

BID : Banque Islamique de Développement

DN : Diamètre nominal

ONEP : Office Nationale de l'Eau Potable

PE : Polyéthylène

PN : Pression Nominal

PND : Plans Nationaux de Développement

RGPH : Recensement Général de la population et de l'habitat

SODECI : Société de Distribution d'Eau de Côte d'Ivoire

STEP : Station de Traitement d'Eau Potable

TN : Terrain Naturel

Table des matières

Dédicace i
Remerciements ii
Résumé iii
Liste des sigles et abréviations vi
Liste des tableaux ix
Liste des figures xi
I. GENERALITES 2
I.1. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE 2
I.2. Présentation de la zone d'étude 4
I.3. Données spécifiques sur le bassin versant du site du barrage 9
II. Présentation du projet 11
II.1. Contexte de l'étude 11
II.2. Justification 11
II.3. Problématique 12
II.4. Objectif général 12
II.5. Objectifs spécifiques 13
..... 13
II.6. Résultats attendus 13
III. Etude diagnostic 13
III.1. Présentation générale 13
III.2. Description des installations de production et d'adduction existantes 14
III.3. Descriptif des installations existantes de distribution d'eau 15
IV. MATERIEL ET METHODE 16
IV.1. Matériel 16
IV.2. Méthodes 17
V. RESULTATS 43
V.1. Etude topographique 43
V.2. Etude hydrologique 47
V.3. Etude hydraulique 49
V.4. Dimensionnement de la station de traitement 53
V.5. Etude des besoins 56
VI. ETUDE FINANCIERE 69
VI.1. Coût de réalisation du projet 69
VI.2. Amortissement des équipements 70
VI.3. Charges d'exploitation 71
VI.4. Etude de rentabilité économique 71
VII. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL 72

VII.1. Les activités sources d'impacts négatifs 72
VII.2. Les différents milieux sensibles de l'environnement 73
VII.3. Description des sources d'impacts du projet 73
VII.4. Les risques 75
VII.5. Mesures d'atténuation 75
Conclusion et recommandation 76
Référence bibliographique 77
Annexe I

Liste des tableaux

Tableau 1:Pluviométrie de la ville de Dimbokro 6
Tableau 2: Caractéristiques du bassin versant 10
Tableau 3: Caractéristiques des pompes immergées sur la prise d'eau du fleuve N'Zi 14
Tableau 4: Caractéristiques des réservoirs de stockage existants 16
Tableau 5: Pente des talus en fonction du barrage 21
Tableau 6: Paramètres de dimensionnement du décanteur 34
Tableau 7: Paramètres de dimensionnement du filtre 36
Tableau 8: Evolution de la consommation spécifique 38
Tableau 9: Paramètres du bassin versant 43
Tableau 10: Valeurs de réalisation la courbe hauteur-volume 44
Tableau 11: Calcul des différentes pertes au cours de la période sèche 45
Tableau 12: Détermination de la côte de la digue 46
Tableau 13: Caractéristiques de la digue 47
Tableau 14: Calcul des apports au bassin versant 48
Tableau 15: Bilan hydrique de la retenue 48
Tableau 16: Calcul du débit du projet 49
Tableau 17: Paramètres de calcul de la longueur du déversoir 50
Tableau 18: Calcul du tirant d'eau normal et du tirant d'eau critique 51
Tableau 19: Ajustement de la valeur du tirant d'eau moyen du coursier 52
Tableau 20: Paramètres du dégrilleur 54
Tableau 21: Paramètres du dessableur 54
Tableau 22: Caractéristiques du répartiteur 55
Tableau 23: Paramètres du décanteur 55
Tableau 24: Caractéristiques des filtres 55
Tableau 25: Tableau des hypothèses de dimensionnement 56
Tableau 26: Evolution des populations au cours des années 57
Tableau 27: Besoin de jour de pointe et débit de dimensionnement 57
Tableau 28: Dimensionnement de la conduite d'adduction phase 1 58
Tableau 29: Dimensionnement de la conduite d'adduction phase 2 59
Tableau 30: Calcul de la HMT exhaure-STEP phase 1 59
Tableau 31: Calcul de la HMT exhaure-STEP phase 2 60
Tableau 32: Calcul du coup de bélier 62
Tableau 33: Dimensionnement de la conduite de refoulement STEP-château phase 1 63

Tableau 34: Dimensionnement de la conduite de refoulement STEP-château phase 2 64
Tableau 35: Calcul de la HMT STEP-château phase 1 64
Tableau 36: Calcul de la HMT STEP-château phase 2 65
Tableau 37: Calcul du coup de bélier 67
Tableau 38: Récapitulatif du coût de réalisation des travaux 69
Tableau 39: Calcul de l'amortissement des équipements 70

Liste des figures

Figure 1:Organigramme de TERRABO-Ingénieur 3
Figure 2: Plan de situation de la ville de Dimbokro 4
Figure 3: Relief et Topographie 5
Figure 4:Géologie de Dimbokro 7
Figure 5: Pédologie de Dimbokro 8
Figure 6: Présentation du bassin versant 10
Figure 7: Ouvrage de prise sur le fleuve N'Zi 14
Figure 8: Dysfonctionnement sur le système adducteur 15
Figure 9: Emprise de la digue 21
Figure 10: Courbe hypsométrique 24
Figure 11: Seuil du déversoir (Gueye, 2010) 26
Figure 12: Bassin de dissipation 28
Figure 13: Schéma d'un dessableur 32
Figure 14: Courbe Hauteur-volume de la retenue 45
Figure 15: Profil de Creager 50
Figure 16: Point de fonctionnement de la pompe 61
Figure 17: Simulation de la conduite d'adduction exhaure-STEP phase 1 61
Figure 18: Simulation de la conduite d'adduction Exhaure-STEP phase 2 62
Figure 19: Point de fonctionnement de la pompe STEP-château 66
Figure 20: Simulation du réseau de la conduite de refoulement STEP-château phase 1 66
Figure 21: Simulation du réseau de la conduite de refoulement phase 2 66
Figure 22: Courbe hauteur-volume de la retenue 69

INTRODUCTION

L'eau est l'élément essentiel et indispensable à la vie de tous les êtres vivants sur la terre. Elle représente un enjeu fondamental de santé publique, de développement socio-économique et de protection de l'environnement (OMS,2017). L'ODD N°6 qui est l'un des Objectifs de développement durable mise en place par l'Organisation des Nations Unies (ONU) vise à garantir l'accès universel et équitable à l'eau potable, à l'hygiène et à l'assainissement d'ici 2030, tout en assurant une gestion durable des ressources en eau. L'atteinte de cet objectif n'est toutefois pas chose facile pour les pays en voie de développement. Les difficultés en matière d'alimentation en eau potable sont encore visibles dans de nombreuses moyennes villes malgré les efforts fournis par les autorités des pays en voie de développement (Banque Mondiale, 2019).

En effet les faibles capacités de production de certains forages, la démographie galopante et parfois la pollution des ressources d'eau exercent une pression constante sur les ressources disponibles et sur les infrastructures existantes ce qui a pour effet une insuffisance de la ressource, une dégradation de la qualité de l'eau et parfois en période de pointe un fonctionnement inadéquat des systèmes d'alimentation en eau potable (AFD, 2018).

La ville de Dimbokro tout comme ses localités environnantes, est confrontée à ces défis. Ainsi le renforcement du système d'alimentation en eau potable apparaît comme une nécessité afin de garantir une desserte fiable, continue et conforme aux normes de potabilité en vigueur.

C'est dans cette vision que s'inscrit notre étude qui a pour thème : « étude technico-économique pour le renforcement du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) d'une localité en Côte d'Ivoire : cas de la ville de Dimbokro et de ses localités environnantes ».

I. GENERALITES

I.1. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.1 Présentation de la structure d'accueil

Fondée en 1996 par Monsieur KOUAME Konan Séraphin, Ingénieur en Génie Civil et Docteur en Mécanique des fluides, TERRABO-Ingénieur Conseil est une Société à Responsabilité Limitée (SARL). Elle est inscrite sous le registre de commerce n° CI-ABJ-2004B-4722 du 22 juin 2004 et son siège est situé à Abidjan COCODY II Plateaux, vallon rue J 95. Conscient de son positionnement et des potentiels clients à acquérir, TERRABO-Ingénieur Conseil s'est engagé à la certification Iso 9001version 2015 pour faire attester auprès des normes internationales la conformité de ses procédures et celles des exigences qualité.

Sous la supervision de la Direction Générale, son fonctionnement est assuré par quatre (04) départements qui sont :

I.1.2 Eau et Energie

Les activités de ce service se présentent comme suit :

- Au niveau de l'Eau : nous avons l'aménagement Hydro-Agricole, l'alimentation en eau potable et l'assainissement ;
- Au niveau de l'Énergie : Nous enregistrons les installations d'hydrocarbures, les énergies renouvelables et l'électrification

I.1.3 Transport

- Routes ;
- Autoroutes ;
- Ouvrages d'art ;
- Infrastructures portuaires et Aéroportuaires.
- Les Voiries Réseaux Divers (VRD), le chemin de fer.

I.1.4 Bâtiment et Immobilier

- Bâtiments courants ;
- Matériaux locaux de construction ;
- Structures complexes et établissements industriels

I.1.5 Environnement et Société

Il existe plusieurs activités dans ce domaine qui sont entre autres :

- Les études socio-économiques ;
- La lutte contre la pollution ;
- Les audits ;
- La gestion des déchets ;
- La gestion durable de la biodiversité

La figure 1 ci-dessous présente l'organigramme fonctionnel de TERRABO-Ingénieur Conseil

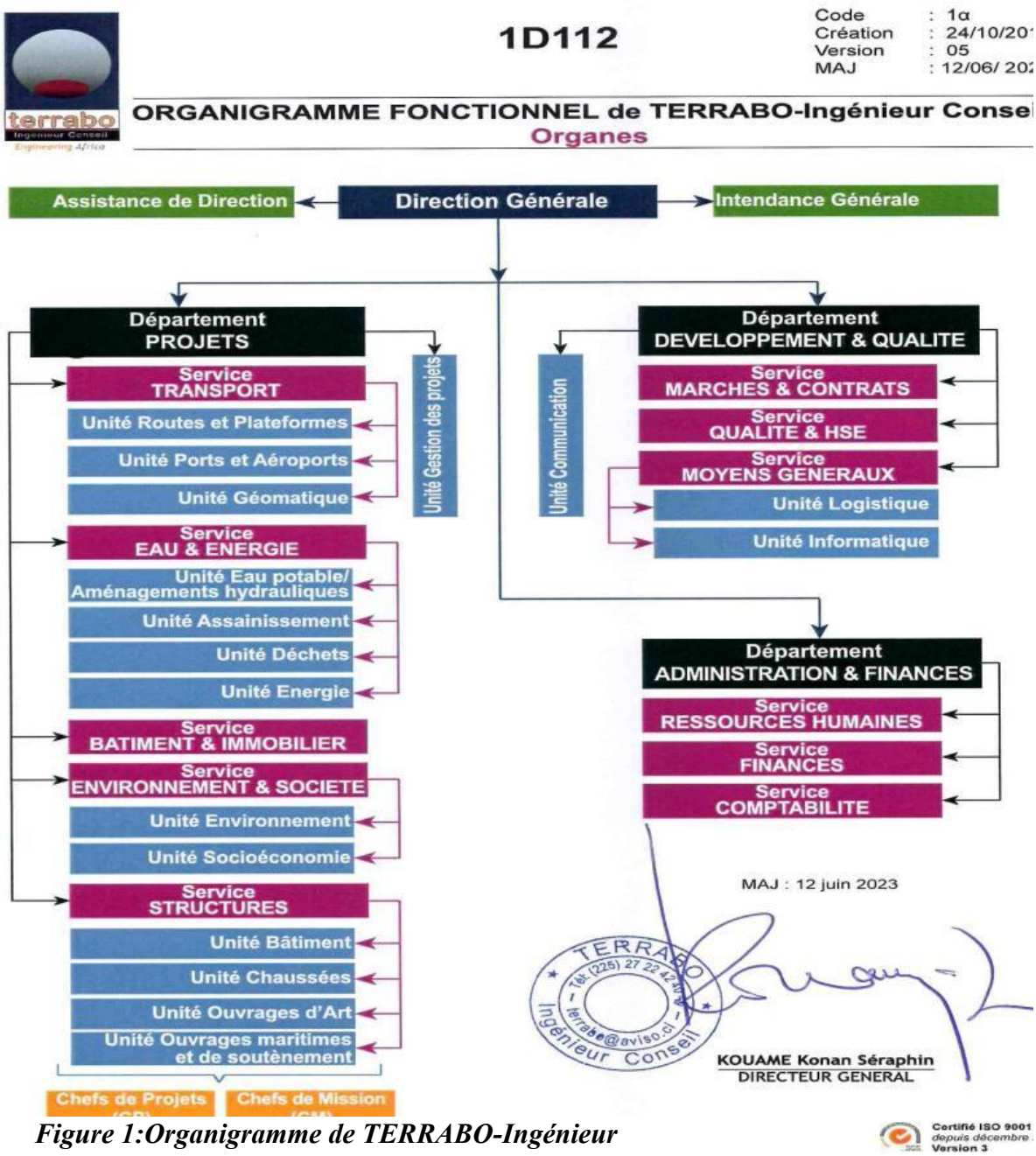


Figure 1:Organigramme de TERRABO-Ingénieur

I.2. Présentation de la zone d'étude

I.2.1 Localisation de la zone d'étude

Le département de Dimbokro est localisé dans le District des Lacs au centre-est de la Côte d'Ivoire, dans la profonde échancrure du « V Baoulé », précisément entre les longitudes 4°52' 31'' et 4°28' 40''ouest, et les latitudes 7°4' 15'' et 6°32'13''nord (ASSEMIAN et al, 2018). Le plan de situation de notre zone d'étude est présenté dans la figure 2 ci—dessous :

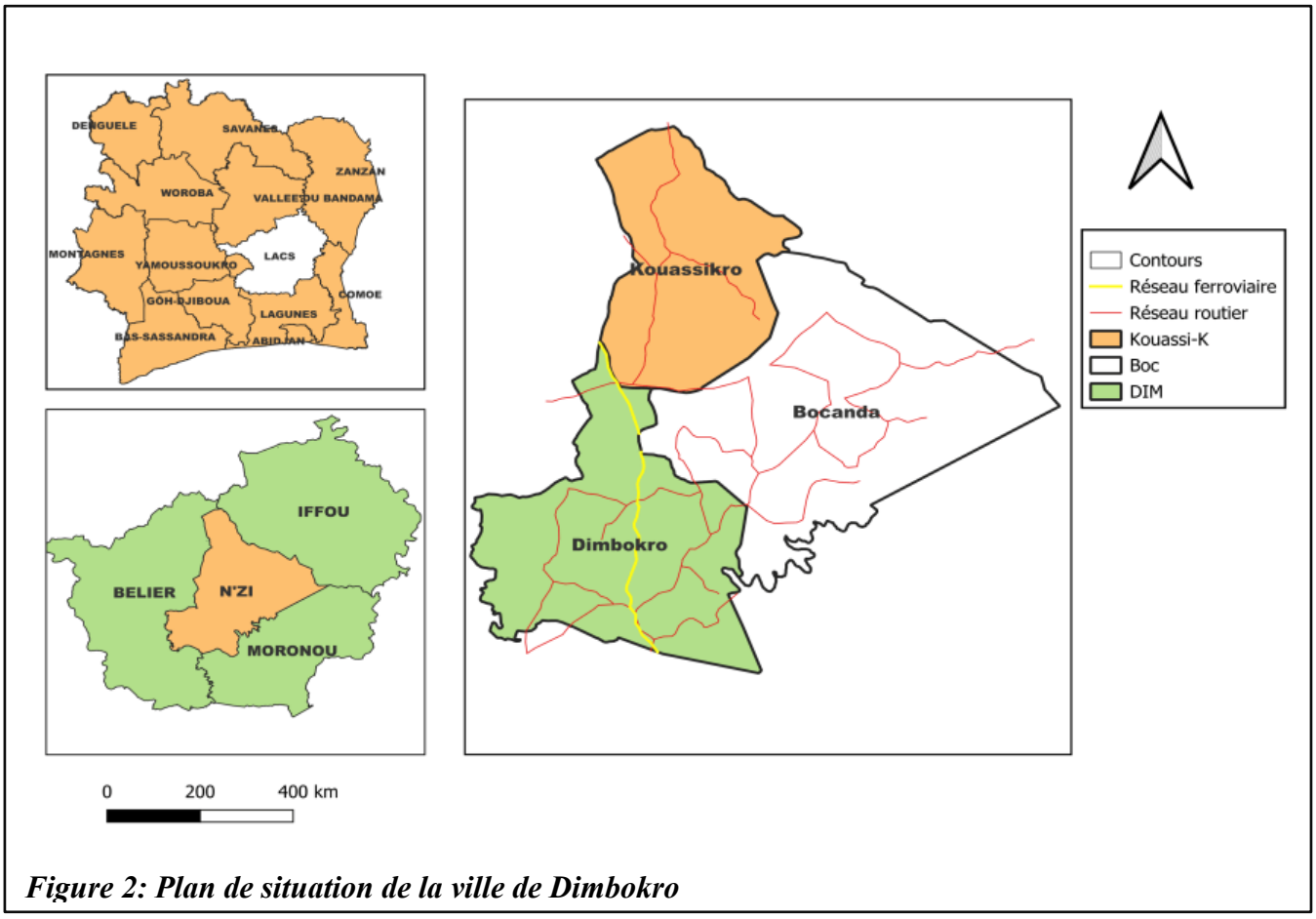


Figure 2: Plan de situation de la ville de Dimbokro

I.2.2 Cadre physique

I.2.2.1. Le climat

Située dans une zone de climat tropical humide de type équatorial de transition, la ville de Dimbokro est caractérisée par l'alternance de deux saisons sèches et deux saisons pluvieuses (SODEXAM,2019). Du mois d'Avril à celui de Juillet nous avons la grande saison pluvieuse, suivie d'une courte saison sèche, puis d'une petite saison des pluies entre Septembre et Octobre, avant la longue saison sèche de Décembre à Mars (Fossou et al., 2015). Cette alternance climatique influence la disponibilité des ressources en eau de surface et des nappes. La pluviométrie moyenne annuelle varie entre 1100 et 1300 mm selon les données de la SODEXAM (2020) Les températures annuelles moyennes sont relativement élevées et

favorisent la disponibilité des ressources en eau de surface, bien que leur répartition soit inégale au cours de l'année. Les températures moyennes sont élevées, avec de faibles amplitudes ce qui entraîne des pertes par évaporation non négligeables au niveau des plans d'eau (FAO, 2016).

I.2.2.2. La végétation

La végétation de la ville de Dimbokro est caractérisée par la présence d'une savane arborée et d'une forêt clairsemée du fait des plantation qui occupent une large superficie. La savane mésophile est l'élément dominant de cette végétation. On note également lala présence de forêts de galeries tout le long du fleuve N'Zi. A côté de paysages se trouvent des végétations liées à l'action anthropique et la forêt classée d'Ahua située au nord-est de la ville Kouassi, 2007).

I.2.2.3. Topographie et relief

Dimbokro est une ville dont le relief est faiblement accidenté, avec des altitudes modérées et des pentes faibles à moyennes, caractéristiques des zones de socle du centre ivoirien (BNETD, 2018). Toutefois on observe des variations locales d'altitude qui peuvent influencer le fonctionnement hydraulique normal du réseau d'alimentation en eau potable. Elles peuvent agir sur la répartition des pressions et nécessité de mettre en place un zonage hydraulique (AFD, 2018). La figure 3 suivante nous montre le relief et la topographie.

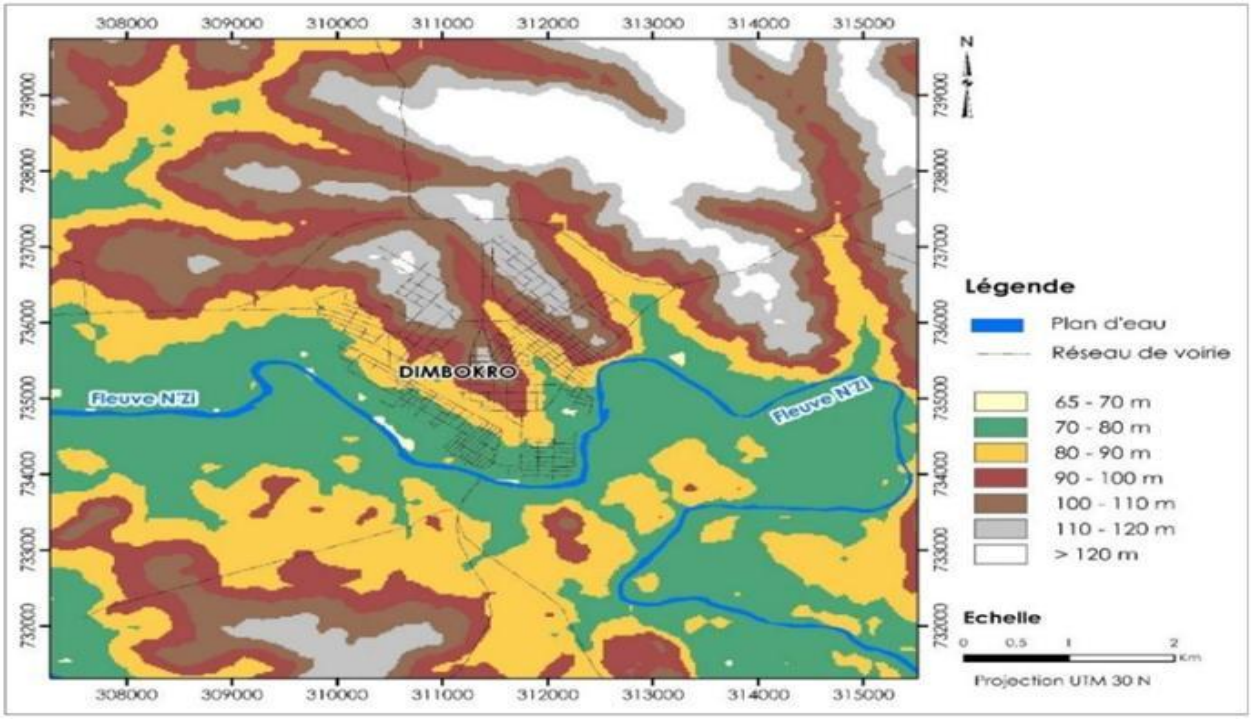


Figure 3: Relief et Topographie

I.2.2.4. L'hydrographie

La ville de Dimbokro appartient au bassin versant du fleuve N'Zi, qui est l'un des principaux cours d'eau du centre de la Côte d'Ivoire (DGRE, 2020). Ce fleuve traverse la ville de

Dimbokro du Nord au Sud. Il est alimenté par plusieurs affluents (le Kan, l'Ourogo et l'Ouabissi), formant un réseau hydrographique qui constitue une ressource stratégique pour l'alimentation en eau potable ainsi que pour d'autres usages socio-économiques (Bah, 2014).

Cette ressource d'eau potable mérite une étude d'évaluation hydrologique approfondie sur volume d'eau disponible (son débit) surtout en période d'étiage ainsi que la qualité de cette eau.

I.2.2.5. La pluviométrie

La pluviométrie de la zone du projet varie entre 815,9 mm et 1327,2 m avec une moyenne interannuelle de 1078 mm sur la période allant de 1970 à 2016. Le tableau 1 nous donne quelques caractéristiques pluviométriques de la ville de Dimbokro.

Tableau 1:Pluviométrie de la ville de Dimbokro

Période	Moyenne	Minimum	Maximum
1970 à 2016	1078	815,9	1327,2

La figure à l'annexe1montre l'évolution de la pluie mensuelle de 1970 à 2016 à la station météorologique de Dimbokro. Les différentes saisons pluvieuses sont représentées.

I.2.2.6. La température

Les caractéristiques de chaque saison sont mises en évidence par les variations de températures. Les températures moyennes mensuelles au niveau de Dimbokro varient entre 25,2 et 28,5°C. Le mois de Mars est celui où l'on observe les moyennes mensuelles maximales. La période de Décembre à Mars où souffle l'harmattan est marqué par des hausses de températures (Konan, 2011). Voir annexe 2.

I.2.2.7. L'hygrométrie

De manière générale en côte d'Ivoire, les valeurs moyennes annuelles de l'humidité relative baissent régulièrement du Sud au Nord. Dans la région du N'Zi, l'humidité relative moyenne varie entre 94% et 98%, avec un minimum en Février et un maximum en Juin. Les périodes de forte humidité relative moyenne correspondent à la saison pluvieuse (Kouassi, 2021).

I.2.2.8. L'évaporation

Nous distinguons différents niveaux d'évolution de l'évaporation :

- Phase 1 : de Décembre à Février où on a une évaporation élevée avec un pic se situant dans le mois de janvier (168,1mm).
- Phase 2 : la période d'Avril à Juin correspond à une phase de décroissance indiquant le début de la petite saison des pluies.

- Phase 3 : allant de Juillet à Septembre est une phase stationnaire ou homogène de faibles valeurs. Cette période correspond à la grande saison des pluies (Kouassi, 2021).

I.2.2.9. Géologie et hydrogéologie

Située dans la zone de socle cristallin précambrien, caractéristique du Centre-Est ivoirien, la ville de Dimbokro est dominée par des formations de granite et de gneiss découpées par des fractures profondes ces géologies influencent la distribution et la productivité des nappes souterraines (Bah, 20141).

Sur la figure 4 ci-dessous, nous avons les aquifères de socle présentent une variabilité de productivité hétérogène et des débits exploitables variables, ce qui limite parfois le recours exclusif à des forages pour l'alimentation en eau potable (Kouamé, 2011). L'étude de Kouamé (2011) dans la région de Centre de la Côte d'Ivoire a montré que la recharge des nappes en zone de socle est fortement dépendante de la pluviométrie, avec une faible part d'eau infiltrée par rapport au total des précipitations, ce qui peut affecter significativement la disponibilité en eau souterraine en saison sèche.

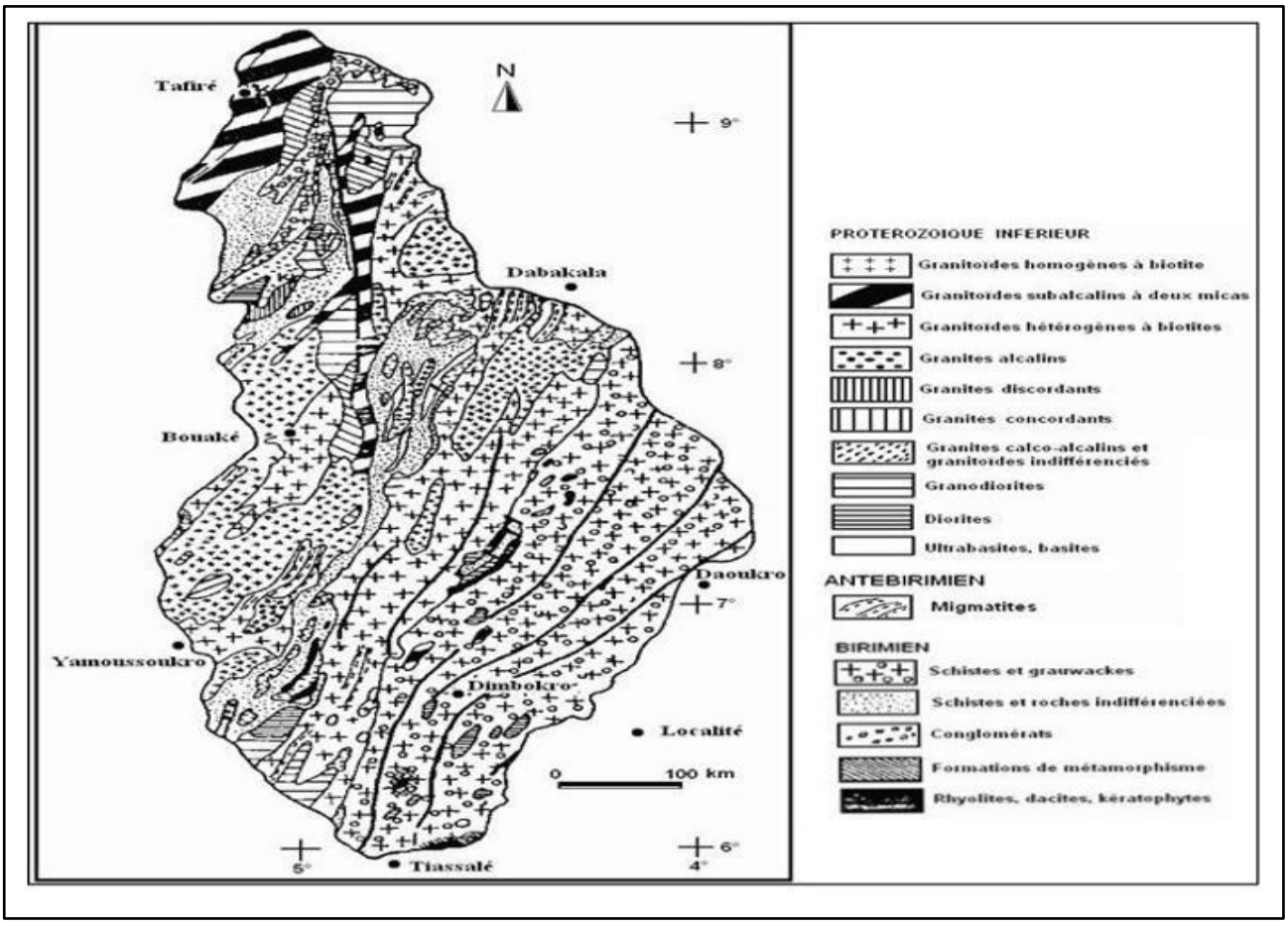


Figure 4:Géologie de Dimbokro

I.2.2.10. La pédologie

Les caractéristiques pédologiques du bassin versant du N'Zi sont dominées par des sols essentiellement ferralitiques (Monnier, 1978). En plus des sols ferralitiques qui sont dominant, on rencontre également des sols hydromorphes le long des cours d'eau et dans les zones de dépression. Les sols issus de formations granitiques et schisteuses en général, sont constitués essentiellement de sables, d'argiles et d'arènes (Kouassi, 2021). La figure 5 montre la pédologie de notre zone d'étude.

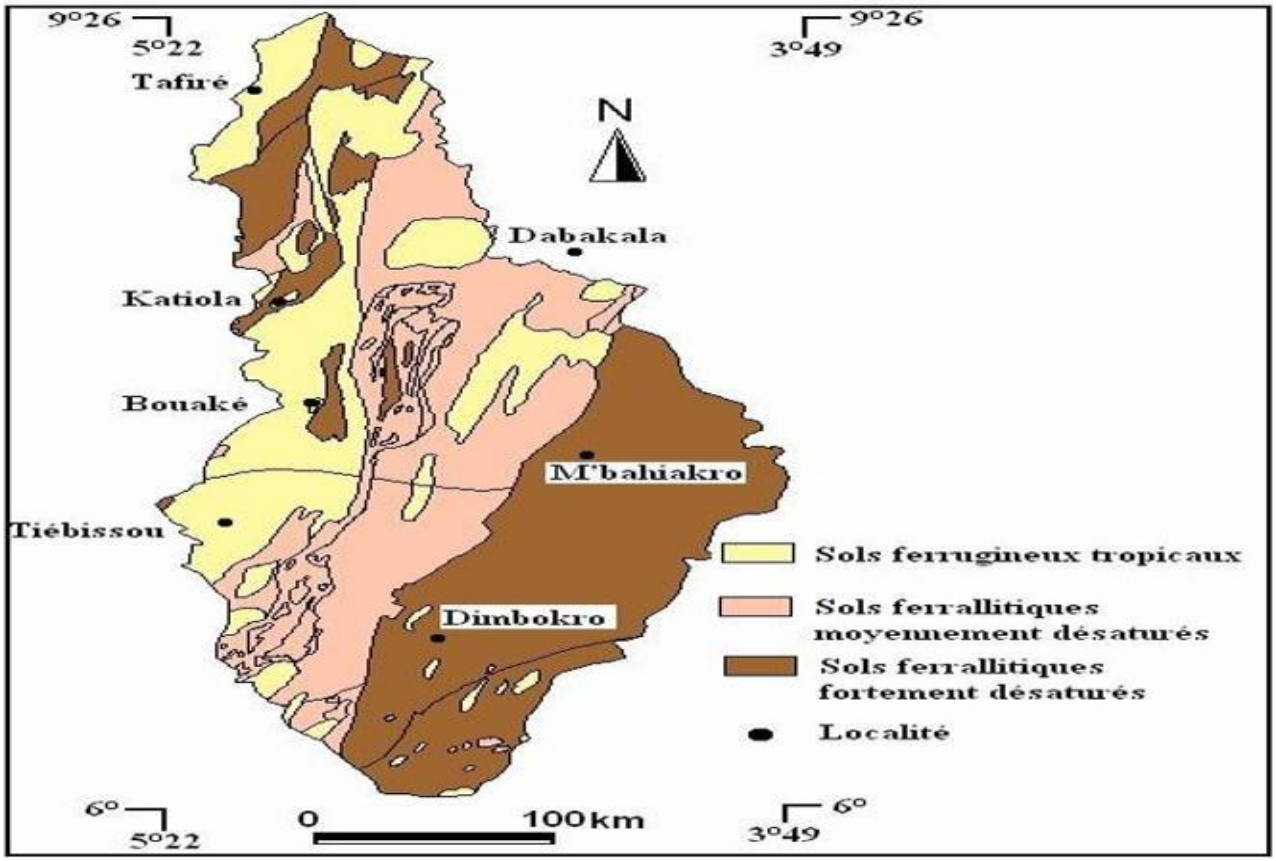


Figure 5: Pédologie de Dimbokro

I.2.2.11. Données démographique et socio-économique

La ville de Dimbokro, chef-lieu du département de Dimbokro et de la Région de N'Zi occupe une position administrative et économique stratégique au Centre-Est de la Côte d'Ivoire. Selon les résultats du recensement général de la population et l'habitat (RGPH, 2014), la population de la commune de Dimbokro est estimée à environ 65 000 habitants représentant une part significative de la population régionale (Bah, 214).

La structure démographique de la population est relativement équilibrée avec une légère prédominance masculine liée aux activités économiques urbaines et aux flux migratoires internes (Kouassi, 2017). Cette population est majoritairement jeune ce qui entraine une

augmentation progressive des besoins en infrastructures de base, notamment en eau potable, assainissement, santé et éducation (Kouassi, 2017).

Sur le plan socio-économique, l'économie locale repose principalement sur l'agriculture, le commerce. L'agriculture constitue l'activité dominante dans les zones périurbaines et rurales rattachées à la commune. Les principales cultures de rente sont le cacao, le café et l'anacarde, tandis que les cultures vivrières comprennent notamment l'igname, le manioc, le maïs, le riz et la banane plantain (Yao, 2016).

L'artisanat est pratiqué de manière traditionnelle et semi-moderne dans la ville de Dimbokro. Ces activités comprennent la menuiserie, la mécanique, la couture, la coiffure, ainsi que la transformation artisanale de produits agricoles (Yao, 2016).

Sur le plan socioculturel, la population est composée de plusieurs groupes ethniques, avec une prédominance des Baoulé (autochtones de la région).

Du point de vue religieux, l'Islam, le Christianisme et les religions traditionnelles sont pratiqués à Dimbokro. Ces confessions cohabitent pacifiquement et structure la vie sociale et communautaire de la ville, notamment à travers des fêtes religieuses, des cérémonies traditionnelles et des évènements communautaires (Kouassi, 2017).

I.3. Données spécifiques sur le bassin versant du site du barrage

I.3.1 Localisation du site

Les coordonnées du barrage sont X=299081,21 m et Y=732739,7 m. Le bassin versant a une superficie de 6181 km2 et un périmètre de 369 km. L'indice de Gavelius est de 1,31 ce qui indique l'allongement du bassin versant. La figure 6 suivante nous présente le bassin versant.

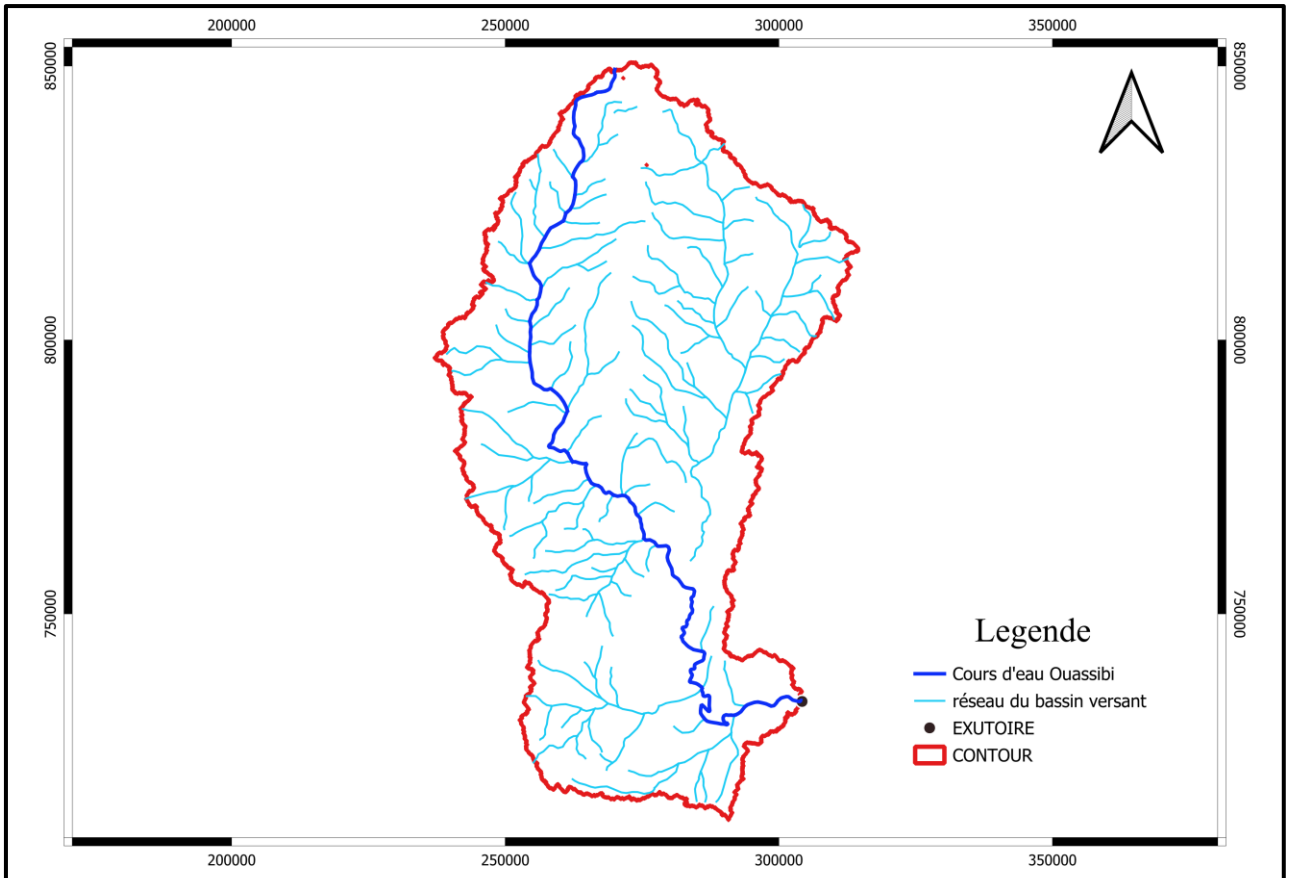


Figure 6: Présentation du bassin versant

I.3.2 Caractéristiques physiques du bassin versant

Quelques caractéristiques du bassin versant de notre zone d'étude sont résumées dans le tableau 2 ci-dessous.

Tableau 2: Caractéristiques du bassin versant

Paramètres	Unités	Valeurs
Surface S	km^2	6181
Périmètre P	km	515,5
Indice de Gravelius Kg	_-	1,31
Longueur cours d'eau principal	m	199090,23
Longueur du Rectangle équivalent L	km	140,6
Largeur du Rectangle équivalent l	km	44,0
Hauteur maximale Hmax	m	519
Hauteur minimale Hmin	_m	74
Indice globale de pente Ig	m/m	0,0023
Dénivelé D	m	155,7

I.3.3 Le réseau hydrographique

Le principal cours d'eau qui traverse la Région est le N'Zi. Le réseau hydrographique du bassin versant est très dense et présente un tracé très sinueux. Ce cours d'eau est alimenté par trois affluents principaux que sont le Kan (KROKOKRO), l'Ourogo et l'Ouassibi (ZAKPA, 2020).

II. Présentation du projet

II.1. Contexte de l'étude

L'accès durable à l'eau potable constitue un enjeu majeur de développement et de santé dans les pays en développement. En Côte d'Ivoire, malgré les progrès réalisés ces dernières années, des inégalités persistent entre les agglomérations, les villes secondaires et les zones rurales en matière d'alimentation en eau potable. Les centres urbains bénéficient généralement d'un meilleur niveau de desserte grâce aux infrastructures exploitées par la Société de Distribution d'Eau de Côte d'Ivoire (SODECI) tandis que les localités périphériques et certaines villes secondaires restent confrontées à des difficultés d'accès à un service fiable et continu (Yao, 2016).

La capacité actuelle du système d'alimentation en eau potable de Dimbokro montre des limites, notamment en période de forte demande, ce qui se traduit par des insuffisances de desserte dans certains quartiers et localité environnantes. En effet Dimbokro et ses localités environnantes présentent soit un déficit en production d'eau, soit ne bénéficient pas de réseau d'eau potable dense pour la distribution de l'eau. C'est dans l'optique d'accroitre le taux de desserte en eau potable du pays et ainsi améliorer les conditions d'existence des populations que le MINAHS a entrepris de réaliser les travaux nécessaires pour la sécurisation de l'accès à l'eau potable de dix villes dont notre zone d'étude en fait partie.

II.2. Justification

Face aux enjeux sanitaires, sociaux et économiques liés à l'insuffisance de l'accès à l'eau potable, l'État ivoirien a inscrit le sous-secteur de l'eau potable parmi les priorités nationales de développement, à travers les Plans Nationaux de Développement (PND) et les politiques sectorielles de l'hydraulique humaine.

La ville de Dimbokro présente un intérêt particulier en raison de son rôle administratif et de sa position stratégique dans la région de N'Zi. La croissance démographique, combinée à l'extension spatiale de la ville et à l'augmentation du niveau de vie des populations entrainent une hausse significative de la demande en eau potable. Aussi plusieurs rapports indiquent que le renforcement des systèmes AEP existants constitue une solution plus durable et économiquement rationnelle que la création de nouveaux systèmes isolés, lorsqu'une

infrastructure de base est déjà en place (Kouassi, 2017 ; Yao, 2016). Ainsi la réalisation de cette étude technique de renforcement se justifie pleinement afin de proposer des solutions adaptées, conformes aux normes et capables de répondre aux besoins présents et futurs de la population.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre travail de fin d'études intitulé : « Etude technico-économique pour le renforcement du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) d'une localité en Côte d'Ivoire : cas de la ville de Dimbokro et de ses localités environnantes ».

II.3. Problématique

La ville de Dimbokro et ses localités environnantes connaissent une croissance démographique et une augmentation progressive des besoins en eau potable. Des insuffisances sont observées, notamment des déficits de pression ainsi qu'une capacité de production et de stockage parfois insuffisante face à la demande. C'est dans ce contexte que le renforcement du système d'alimentation en eau potable de la ville de Dimbokro et de ses localités environnantes a été initié à travers une étude technique approfondie visant à améliorer les performances hydrauliques du réseau et garantir un accès durable à l'eau potables aux populations. Afin de mettre en œuvre cette étude nous avons cherché à savoir :

- Quel est l'état actuel du système AEP existant et quelles sont ses insuffisances techniques et hydrauliques ? ;
- Quels sont les besoins de production, de traitement et de stockage d'eau potable actuels de la ville de Dimbokro et de ses localités environnantes ? ;
- Quel est le déficit de production, de traitement et de stockage de la ville de Dimbokro et de ses localités environnantes ? ;
- Comment améliorer les performances du système d'alimentation en eau potables de la ville de Dimbokro et de ses localités environnantes afin d'assurer une desserte optimale aux populations ?
- Quels sont les impacts techniques et socio-économiques du renforcement du système d'AEP sur les bénéficiaires ?

II.4. Objectif général

L'objectif général de cette étude est de renforcer les performances du système d'alimentation en eau potable de la ville de Dimbokro et de ses localités environnantes, afin de garantir un service de distribution d'eau potable fiable, continu et conforme aux normes répondant aux besoins actuels et futurs des populations à l'horizon du projet.

II.5. Objectifs spécifiques

L'atteinte de l'objectif général passe par la réalisation des objectifs spécifiques suivants :

- Analyser l'état du système AEP existant et évaluer ses performances ;
- Évaluer les besoins actuels et futurs en eau potable des populations de la ville de Dimbokro et des localités environnantes à l'horizon du projet ;
- Proposer le dimensionnement et les mesures de renforcement des ouvrages du système d'alimentation en eau potable.

II.6. Résultats attendus

A l'issue de cette étude, les résultats attendus sont :

- Un diagnostic technique complet du système existant permettant d'identifier les insuffisances hydrauliques, les contraintes de fonctionnement et les limites des infrastructures actuelles ;
- L'identification d'une source de production d'eau potable ;
- Le dimensionnement technique des ouvrages et équipements qui sont nécessaires au renforcement du système AEP (conduites de refoulement, d'adduction et de distribution), équipements de pompages ;
- La modélisation et la simulation du réseau avec le logiciel EPANET pour la vérification des performances du système (conformité de pressions, de vitesse).
- L'étude d'impact environnemental et social du projet ;
- Le devis quantitatif et estimatif du projet ;

III. Etude diagnostic

III.1. Présentation générale

- Le système d'alimentation en potable de la ville de Dimbokro comprend :
- Une prise d'eau avec station de pompage sur le fleuve N'Zi ;
- Une unité de traitement classique des eaux de capacité 300 m^3 ;
- Un réservoir semi-enterré de stockage d'une capacité de 430 m^3 ;
- Une station de reprise ;
- Un réservoir de distribution d'une capacité de 2000 m^3 alimenté par un refoulement à partir du réservoir semi-enterré de 430 m^3;
- Un réseau de distribution, desservi à partir du réservoir de 2000 m^3. Il est constitué de conduites en fonte ductile, en PVC et en acier galvanisé de diamètres compris entre 63 et 350 mm, pour un linéaire total d'environ 70,8 km.

III.2. Description des installations de production et d'adduction existantes

III.2.1 Production d'eau brute

L'alimentation de la ville de Dimbokro est assurée par une prise sur le fleuve N'Zi. La prise est équipée de trois pompes immergées. Les caractéristiques des pompes sont présentées dans le tableau ci-après. Le tableau 3 montre les caractéristiques des pompes de la station de prise.

Tableau 3: Caractéristiques des pompes immergées sur la prise d'eau du fleuve N'Zi

Débit (m3/h)	HMT (m)	Puissance (kW)
150	112	66
150	60	30
150	90	30

Les débits de production des pompes immergées varient entre 120 et 150 m^3/h. les eaux brutes sont refoulées à travers une conduite en fonte 350 C40 sur une distance de 1,1 km vers la station de traitement de la ville de Dimbokro. Figure 7 ci-dessous montre l'ouvrage de prise sur le fleuve N'Zi.



Figure 7: Ouvrage de prise sur le fleuve N'Zi

III.2.2 Adduction

La station de traitement de la ville de Dimbokro a une capacité de 300 m^3/h. Le système d'adduction de Dimbokro est composé des eaux issues de la station de traitement qui sont

stockées dans deux réservoirs combinés d'une capacité totale de 430 m^3/h. A partir du couple de réservoir équipé de trois pompes à axe horizontal, l'eau potable est refoulée vers le réservoir de 2000 m3/h situé à 2,1 km vers la ville de Dimbokro par une conduite en fonte 350 C40

III.2.3 Etude du fonctionnement hydraulique du système d'adduction de Dimbokro

La vérification hydraulique du système d'adduction de la ville de Dimbokro passe par une vérification de la capacité maximale de transite de la conduite existante.

Les résultats de la simulation de l'adduction de Dimbokro indiquent que la conduite en fonte ductile 350 C40 permet de transiter un débit de 165 l/s pour une perte de charge maximale J= 8 m/km et une vitesse de 1,7 m/s.

III.2.4 Dysfonctionnements observés sur le système adducteur de Dimbokro

Sur le système adducteur on peut observer une fuite sur le réservoir anti-bélier de la prise d'eau. Les déplacements des équipements de pompage de la prise d'eau n'est pas aisé compte tenu de l'absence d'équipements de manutention. Les planches de la passerelle d'accès à l'exhaure sont dans un état de dégradation très avancé.

Les images de la figure 8 ci-dessous montrent les dysfonctionnements observés (à gauche la passerelle et à droite fuite de l'anti-bélier).



Figure 8: Dysfonctionnement sur le système adducteur

III.3. Descriptif des installations existantes de distribution d'eau

Les principales caractéristiques techniques des ouvrages de stockage sont décrites dans le tableau 4 ci-après.

Tableau 4: Caractéristiques des réservoirs de stockage existants

Désignation	Caractéristiques	
Type	Surélevé	Semi-enterré
Capacité	2000 m^3	430 m^3
Forme	Circulaire	Circulaire
Nature	Béton armé	Béton armé
Côtes TN	123,3	118,1
Radier	138,3	116,1
Côte de trop plein	143,3	118,6
Date de mise en service	1972	1972

III.3.1 Caractéristiques des conduites des réservoirs

Le réservoir de 2000 m^3/h est équipé d'une :

- Conduite d'arrivée en DN 350 ;
- Conduite de départ en DN 200 ;
- Conduite de trop plein/vidange en DN 100.

Le réservoir de 430 m^3/h est quant à lui composé d'une :

- Conduite d'arrivée en DN 200 ;
- Conduite de départ en DN 200 ;
- Conduite de trop plein/vidange en DN 80.

III.3.2 Etats des réservoirs

Le réservoir de 2000 m^3/h présente en général un état génie civil moyen avec des problèmes d'étanchéité. La cuve du réservoir présente plusieurs fissures visibles à l'œil nu provoquant des fuites. Ses équipements annexes sont dans des états moyens à mauvais.

Quant au réservoir de 430 m^3/h, il est situé au sein de la station de traitement et est dans un très bon état ainsi que ses équipements.

IV. MATERIEL ET METHODE

IV.1. Matériel

IV.1.1 Matériel documentaire

Dans le cadre de cette étude le matériel documentaire est constitué de :

- Rapport d'études techniques ;
- Données de levées topographiques ;
- Carte topographique au 1/2000 recouvrant le bassin versant du site du barrage.

IV.1.2 Matériel informatique

Il est constitué de logiciels tels que :

- ☞ Google Earth Pro;
- ☞ Global Mapper version 2015;
- ☞ Mensura Genius version 8.0
- ☞ Office version 2013 (Excel, Word).

IV.2. Méthodes

IV.2.1 Dimensionnement du barrage

IV.2.1.1. Etude topographique et de télédétection

Les données ont été préalablement obtenues à partir d'une étude grâce aux logiciels Google Earth et Global Mapper. Leur utilisation a permis la réalisation de courbes de niveau ce qui a abouti à la détermination de l'emplacement du bassin versant.

- ☞ **Choix du site**

Le choix du site est important car il doit permettre la mobilisation de la ressource en eau nécessaire afin de pouvoir satisfaire la population jusqu'à l'horizon du projet. Dans le but de mobiliser une grande quantité d'eau en tenant compte de l'horizon du projet, la vallée qui a le plus grand encaissement et moins longue (pour réduire la quantité de remblai à apporter pour la digue et de mobiliser un grand volume d'eau dans la retenue) a été choisie.

- ☞ **Délimitation du bassin versant**

La délimitation du bassin versant a été réalisée grâce à plusieurs logiciels, notamment Global Mapper, Google Earth et QGIS. Une coupe de la zone d'étude a d'abord été réalisée avec Google Earth. Ensuite, le réseau hydrographique et les courbes de niveau de cette zone ont été chargés dans Global Mapper. A partir du système de projection utilisé par ces logiciels, il a été possible de localiser l'axe de la digue du barrage et d'observer le réseau hydrographique correspondant. A partir de ces éléments ainsi que de l'exutoire et des sous bassins versants de la zone, les limites du bassin versant ont été déterminées.

- ☞ **Détermination des caractéristiques du bassin versant**

Les caractéristiques du bassin versant concernent les caractéristiques morphologiques (S, P, Zmax, Zmin, L, l, K) et les caractéristiques topographiques (ΔH, Ig). Certaines caractéristiques ont été obtenues grâce au logiciel Global Mapper.

- ✶ Caractéristiques morphologiques

Elles s'expriment selon les formules $\mathbf{L = \frac{P+\sqrt{P^2-16S}}{4}}$ **et** $\mathbf{l = \frac{P-\sqrt{P^2-16S}}{4}}$ où L : Longueur du rectangle équivalent (km) et l : Largeur du rectangle équivalent (km).

✶ Coefficient de Gravelius

$$K_G = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} * \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : Périmètre du bassin versant (km) **I**

S : Surface du bassin versant en km^2

✶ Caractéristiques topographiques

Les altitudes 5% et 95% ont été déterminées à partir de la réalisation de la courbe hypsométrique ce qui a permis le calcul de la pente globale selon la formule suivante :

$$I_g = \frac{Alt_{5\%} - Alt_{95\%}}{L}$$ Avec

Ig: In dice global de pente

$Alt_{5\%}$: Altitude 5% **II**

$Alt_{95\%}$: Altitude 95%

Quant à la dénivelée elle se calcule de la manière suivante :

$$\Delta H = H_{max} - H_{min}$$

H_{max}: Hauteur max (m) **III**

H_{max}: Hauteur maximale (m)

☞ **Volume emmagasiné**

La hauteur du barrage (plus spécifiquement la côte du seuil du déversoir) a une influence directe sur la quantité d'eau que peut emmagasiner la retenue. En fonction des besoins recensés, des apports et des pertes, la côte du seuil de la retenue sera fixée. Plus elle est élevée plus le volume emmagasiné est important.

✶ Courbe hauteur volume

Le logiciel MENSURA et les courbes de niveau qui recouvrent l'axe de la digue nous ont permis de déterminer les surfaces et les volumes correspondants aux différentes courbes de niveau depuis le fond de la retenue jusqu'à la côte la plus élevée. La côte du fond de la retenue a été considérée à 74 m du niveau géométrique.

✶ Choix du seuil de la retenue

Le tracé de la courbe hauteur volume a permis l'obtention de différentes capacités maximales de stockage de la retenue en fonction des hauteurs. Avec l'estimation des besoins en eau, des pertes par infiltration et par évaporation ainsi que des pertes liées aux dépôts solides, la côte de seuil de la retenue a été choisie.

✶ Courbe d'utilisation

Pour cette étude, une période de saison sèche de 6 (six) Mois a été retenue. Les besoins et les pertes ont été retranchés de la capacité maximale de stockage.

✶ Côte de l'ouvrage

Le calage de la côte de l'ouvrage tient compte des besoins et des pertes et surtout du fond de la cuvette qui généralement est boueuse du fait des dépôts solides. L'objectif de permettre que la lame d'eau au-dessus des boues en fin de période d'utilisation maximale de la retenue est appréciable afin de mieux quantifier le volume utile de la réserve.

✶ Volume utile de la réserve

Le volume utile de la réserve est évalué en faisant la différence entre le volume d'eau à la côte du seuil (PEN) et le volume d'eau à la côte de l'ouvrage de prise.

☞ **Dimensionnement de la digue**

Le matériau qui servira à la construction de la digue est faite de matériaux homogènes argileux peu plastiques.

✶ Détermination de la côte projet

La côte projet correspond à la côte de fond majorée de la hauteur totales de la digue. Elle correspond à la formule suivante :

$$\boldsymbol{Côte_{projet} = PHE + R_v + a} \quad \text{(m), avec} \qquad \textbf{IV}$$

PHE (m): niveau des plus hautes eaux

R_v (m): hauteur de montée de la vague ou revanche

a (m): Hauteur libre de sécurité

On appelle niveau des plus hautes eaux le niveau de la crête du déversoir majorée de la charge maximale au-dessus du seuil en cas de crue compte tenu de l'effet de laminage. La charge maximale au-dessus du seuil varie sensiblement entre 0,5 à 1,5 m (Compaoré, 1996).

➢ Revanche ($\boldsymbol{Rv}$)

La revanche permet la protection de la digue contre les risques de débordement. C'est la différence entre le PHE et la crête du barrage. Elle se calcule à partir de la hauteur des vagues

se formant au-dessus sur le plan d'eau et de la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage (KHALIL, 2017). Dans cette étude nous utiliserons la méthode de **Mallet et Pacquant.**

La hauteur des vagues se calcule par la formule suivante : $\mathbf{h} = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{\mathbf{f}}$

L'évaluation de la vitesse de propagation des vagues pour des hauteurs comprises entre 0,5 et 2m est calculée par la formule suivante : $\mathbf{V} = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * \mathbf{h}$ avec h: hauteur des vagues (m)

La revanche quant à elle se calcule à partir de la formule suivante :

$\boldsymbol{R_v = A * (h + \frac{v^2}{2g})}$ où :

h: Hauteur des vagues (m)

V: Vitesse de propagation des vagues (m/s) **V**

g: intensité de la pesanteur (m/s^2)

A: coefficient de sécurité entre 1 et 2

R_v : Revanche (m)

- Hauteur libre de sécurité

Théoriquement la hauteur de sécurité est placée entre la revanche et la crête de la digue. Sa valeur se situe généralement entre 0,4 m et 0,6 m (Rodriguez, 2014).

- Caractéristiques de la digue
  - Largeur en crête de la digue

La largeur de crête de la digue est déterminée par la formule de KNAPPEN : $\mathbf{B = 1,65\sqrt{H_d}}$

avec B: Largeur de crête de la digue (m) et H_d: Hauteur au droit de la digue (m)

  - Pente des talus amont et aval

Le tableau 5 suivant donne quelques valeurs de dimensionnement qui devront être confirmées par des calculs de stabilité (LO, 2020) :

Tableau 5: Pente des talus en fonction du barrage

Hauteur du barrage [m]	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5 m	- Homogènes - A zones	1/2,5 1/2	1/2 1/2
Entre 5 et 10 m	- Homogènes, granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	1/2 1/2,5 1/2	1/2 1/2,5 1/2,5
Entre 10 et 20 m	- Homogènes, granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	1/2,5 1/3 1/2	1/2,5 1/2,5 1/3

- Protection des talus amont et aval

Les revêtements les plus couramment utilisés pour les petits barrages sont l'enrochement sur les couches de filtre et la couche de terre végétale (Durand et al, 2023).

La protection du talus aval est fait afin d'éviter les éventuelles érosions causées par des pluies. Cette protection se fait habituellement par le revêtement d'une terre végétale avec des épaisseurs comprise entre 0,2 et 0,3 m (Rodriguez, 2014).

Quant à la protection du talus amont, le type de revêtement communément utilisé est l'enrochement sur la couche de filtre. L'évaluation de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur des vagues peut être faite grâce au tableau à l'annexe 3 (LO,2020) :

- Emprise de la digue

Le calcul de la largeur de base prend en compte la hauteur maximale au droit de la digue, les pentes des talus amont et aval et la largeur de crête de la digue.

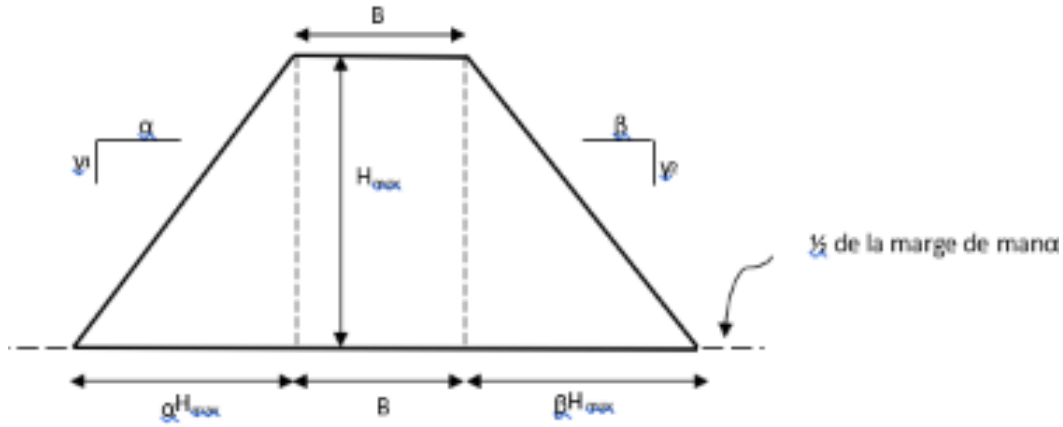


Figure 9: Emprise de la digue

L'emprise de la digue a été calculé par la formule suivante :

$$l_{emprise} = \alpha * H_{max} + B + \beta * H_{max}$$

$l_{emprise}$: Longueur de l'emprisede la digue (m)

H_{max}: Hauteur maximale au droit de la digue (m) **VI**

B: Largeur de la crête de la digue (m)

- Longueur de la digue (Ldigue)

Grâce au logiciel MENSURA, la longueur de la digue a été évaluée par le calage de la côte projet sur le profil en travers de l'axe de la digue.

IV.2.1.2. Etude hydrologique

La protection de l'ouvrage hydraulique c'est-à-dire la digue passe par la réalisation d'une étude hydrologique. Cette étude consiste à déterminer les apports d'eau et aussi permettre une estimation de la crue contre laquelle la protection du barrage est nécessaire. Puisque les données hydrométriques sont inexistantes pour trouver l'estimation des apports et crues car le bassin est non jaugé (dépourvue de station hydrométriques de mesure), nous avons eu recours à des bassins voisins où les données sont existantes (Compaoré, 1996).

- **Calculs des apports moyens**
- Apports moyens par ruissellement

La méthode utilisée pour l'estimation des apports par ruissellement est la méthode TURC car elle estime l'écoulement moyen annuel en fonction des précipitations et des températures ce qui est idéale pour les grands bassins versants. Cette méthode a été éprouvée sur une étude portant sur 254 bassins versants repartis sur l'ensemble du globe (Karambiri, 2007). La formule TURC s'exprime de la manière suivante :

$$D = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{(300 + 25 * T + 0,05 * T^3)^2}}}$$

P: Pluie moyenne annuelle (mm) **VII**

T: Température moyenne annuelle (°C)

D: Déficite d'écoulement(mm)

L'écoulement annuel se calcule de la manière suivante : $\mathbf{L = P - D}$ **Avec** D: Déficite d'écoulement(mm), P: Pluie moyenne annuelle (mm) et L: Lame d'eauécoulée annuellement (m)

L'apport annuel sur le bassin a été évalué à partir de l'écoulement annuel et en s'appuyant sur

la superficie du bassin.

★ Apports moyens par précipitation directe

L'estimation du volume de précipitation obtenue sur la retenue a été obtenue par la formule suivante : $\mathbf{V_P = S_R * H}$ avec V_P: Volume d'eau précipité directement dans la retenue (m^3), H: Hauteur de pluie (m)

☞ **Calcul des pertes**

★ Pertes par évaporation

L'évaluation du volume perdu par évaporation dans la retenue se fait selon l'expression de l'évapotranspiration potentielle et l'évaporation sur une surface libre. Les volumes d'eau évaporés par mois sont donnés par l'expression suivante (Neitsch et al. 2011).

$$\boldsymbol{V_{évap} = 10 * \eta * ETP * S_R}$$

$V_{évap}$: Volume d'eau évaporé au niveau de la retenue (m^3/j)
$\boldsymbol{\eta}$: coefficient de conversion de l'évapotranspiration potentielle en évaporation des surfaces d'eau
ETP: Evapotranspiration potentielle (mm/j) **VIII**
S_R: Surface retenue (ha)

Pour cette étude, la perte par évaporation retenue est estimée à 120 mm/mois. La perte annuelle par évaporation est estimée à 3 834 000 m^3

★ Pertes annuelles par infiltration

D'après Durant et al (1999) une infiltration est inévitable dans les premières années après la construction du barrage. Elle peut être estimée à 10% de la hauteur utile de la réserve. Les dépôts argileux accumulé au fil des années contribueront à faire baisser cette infiltration. La valeur d'infiltration moyenne varie entre 1,5 et 3 mm/j (Compaoré, 1996). Une valeur de 2 mm/j a été prise pour l'estimation de l'infiltration.

★ Pertes dues aux dépôts de sédiments

Les pertes dues aux dépôts sont les dépôts de sédiments qui vont se déposer dans la cuvette de la retenue. Elles correspondent aux pertes en capacité de la retenue qu'il faut évaluer. Deux approches permettent de le faire cette estimation :

★ Approche de Gottschalk

Dans cette approche on détermine la dégradation spécifique annuelle à partir de la relation suivante : $\mathbf{D = 260 * S_{BV}^{-0,1}}$

S_{BV} : Superficie du bassin versant (km^2), D: Dégradation spécifique annuelle ($m^3/km^2/an$)

★ Approche de Grésillon

La dégradation annelle spécifique selon Grésillon se calcule de la manière suivante : $\mathbf{D = 700 * (\frac{P_{an}}{500})^{-2,2} * S_{BV}^{-0,1}}$ avec

S_{BV}: Superficie du bassin versant (km^2), P_{an}: Pluie moyenne interannuelle (mm)

★ Calcul du débit décennal

Le calcul du débit décennal a été faite par la méthode de ORSTOM qui s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques hectares à plus de 1500 km^2 (Bulletin 54 FAO,1998). La détermination de certains paramètres a été nécessaire pour avoir le débit décennal. En effet grâce à la détermination de la surface et du périmètre de notre bassin nous avons déterminé l'indice de compacité à partir de la formule suivante : $\mathbf{I_c = 0,282 * P * S^{-1/2}}$ **avec** P: Périmètre du bassin versant (km), S: Surface du bassin versant (km^2)

Cet indice de compacité nous a permis de calculer le rectangle équivalent par la formule :

$$\mathbf{L_r = S^{1/2} * \left(\frac{I_c}{1,128}\right) * [1 + (1 - \left(\frac{1,128}{I_c}\right)^2]^{1/2}}$$

Grâce au tracé de la courbe hypsométrique présentée à la figure ci-dessous nous avons déterminé les altitudes 5% et 95% qui nous ont permis de calculer la dénivelée par la formule : $\mathbf{D = H_{Alt\ 5\%} - H_{Alt\ 95\%}}$.

A travers la dénivelée, nous avons déterminé l'indice global de pente par la formule $\mathbf{I_g = \frac{D}{L_r}}$.

La précipitation moyenne annuelle de 1078 mm a été donnée par le rapport technique.

Le calcul du débit décennal a nécessité la connaissance de la pluie décennale. En raison du manque de donnée, nous avons utilisé la courbe des isohyètes en annexe 4 pour la déterminer. Grâce à l'utilisation de cette courbe nous avons obtenu une pluie décennale de 115 mm.

A partir des recommandations de la méthode ORSTOM-CIEH, le débit de ruissellement a été estimé. Il dépend des caractéristiques physiques du bassin versant notamment la perméabilité des sols, la pente et la couverture végétale. Les valeurs usuelles varient généralement entre 0,25 et 0,35 pour des bassins tropicaux à pente moyenne (Desbordes, 1990). Pour notre étude nous avons prendrons la valeur Kr =0,3. Quant au coefficient de pointe décennal selon le bulletin de la FAO d'irrigation et de drainage, il est toujours voisin de 2,6 quelle que soit la superficie du bassin. Pour notre étude nous avons pris un coefficient de pointe décennal de α_{10} =2,5.

Le temps de base et le coefficient d'abattement ont été calculés respectivement à partir des formules suivantes :

- Temps de base on a Ig<1 donc $\mathbf{Tb_{10} = 560 * S^{0,36} + 400}$
- Coefficient d'abattement est $\mathbf{A = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 * P_{an})}{1000} * \log S\right]}$

avec P_{an}: Pluie moyenne annuelle et S: Superficie du bassin

La connaissance de tous ces paramètres nous ont permis de calculer le débit décennal Q10 à partir de la formule suivante :

$$Q_{10} = \frac{A * P_{10} * Kr_{10} * \alpha_{10} * S}{Tb_{10}}$$

A: Coefficient d'abattement décennal

P_{10}: Pluie décennale (mm)

Kr_{10}: Coefficient de ruissellement décennal **VIII**

α_{10}: Coefficient de pointe décennal

S: Superficie du bassin versant (km2)

Tb_{10}: Temps de base (min)

Q_{10}: Débit décennal(m3/s)

- Calcul du débit centennal

Le calcul du débit centennal recommandée se fait par une analyse fréquentielle basée sur la loi de Gumbel lorsque les données hydrologiques sont disponibles (Chow et al., 1988). Ce pendant dans notre cas le manque de données a conduit à l'estimation du débit centennal à partir du débit décennal pour les bassins versants non jaugés. Elle s'exprime sous la forme :

$$Q_{100} = Q_{10} * C \qquad \text{Avec : } C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{(\frac{T_b}{24})\text{^}0{,}12}{Kr_{10}}$$

P_{10} : est la précipitation journalière correspondant à une période de retour de 10 ans

P_{100} : est la précipitation journalière correspondant à une période de retour de 100 ans

Tb : est le temps de base en heures **IX**

Kr_{10} : est le coefficient de ruissellement de la crue décennale (exprimé en fraction et non pas en pourcentage).

Le tableau en annexe 5 montre les étapes de calcul du débit centennal.

IV.2.1.3. Etude hydraulique

Dans cette partie il s'agira de dimensionner les ouvrages d'évacuateur de crue.

On appelle évacuateur de crue des dispositifs permettant d'assurer la sécurité du barrage. Ils sont placés dans le but d'évacuer les trop-pleins. Les évacuateurs de crue sont composés d'un :

- D'un déversoir ou seuil ;
- Un chenal ;

- ☞ D'un coursier ;
- ☞ Un ouvrage de dissipation.

- ☞ **Dimensionnement du déversoir**

✶ Dimension du seuil

Le seuil du déversoir sera de type profil Craeger où la crête et la partie aval sont profilés de manière à épouser la forme de la lame déversant comme l'indique la figure 8. Le déversoir est de type normal à parement amont vertical. La courbe de seuil du déversoir est présenté par la figure 11 ci-dessous.

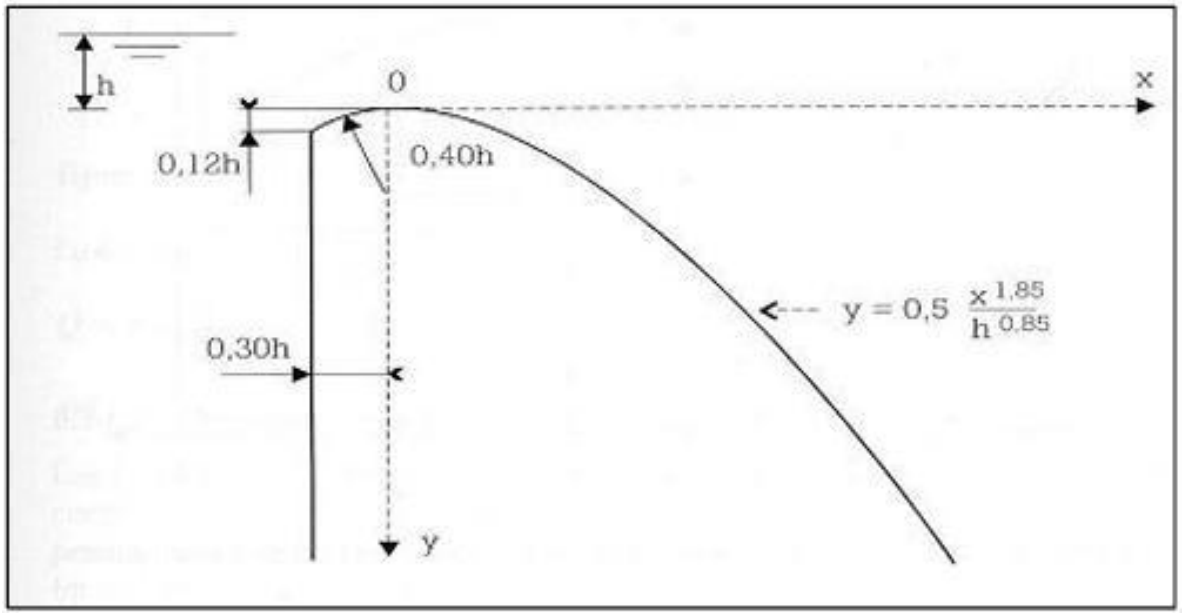


Figure 10: Seuil du déversoir (Gueye, 2010)

La valeur choisie de la charge hydraulique au-dessus du déversoir en cas de crue est de 1,5 m. Pour notre étude notre étude, une profondeur de pelle P de 2m a été choisie. Quant à la charge hydraulique au-dessus du déversoir, une valeur de 1,5 a été retenue.

✶ Calcul de la longueur déversant

La longueur déversant se calcule selon la formule du débit sur le seuil dénoyé. Le coefficient de débit m est évalué en utilisant l'abaque à l'annexe 6 connaissant la charge h et la pelle P.

$$Q_P = m * L * \sqrt{2g} * h^{\frac{3}{2}}$$

Q_P: Débit sur le seuil (m^3/s)

m: Coefficient de débit sur le seuil

g: Valeur de l'intensitéde la pésanteur ($g = 9{,}81 m/s^2$) **X**

h: Charge sur le seuil (m)

L: Longueur déversante (m)

☞ **Dimensionnement du chenal d'évacuation à pente faible**

Le chenal est dimensionné de telle manière que le régime d'écoulement y soit fluvial. Il fait suite au déversoir et positionné avant le coursier. La profondeur normale y_n du chenal se déduit de la formule de Manning-Strickler :

$$\boldsymbol{Q = K * S * R^{2/3} * I^{1/2}} \quad \textbf{XI}$$

Q: $Débit\ (m^3/s)$

R: Rayon hydraulique (m)

I: Pente du chenal (m/m)

S: Section mouillée m^2

K: Coefficient de rugosité de Manning − Strickler $(m^{1/3}/s)$

La forme du chenal sera de type rectangulaire, dans ce cas $\mathbf{R = \frac{S}{L+2*y_n}}$ **et** $\mathbf{S = L * y_n}$

Les conditions d'écoulement se vérifient en calculant la profondeur critique y_c.

Pour un canal rectangulaire on : $\mathbf{y_c = \sqrt[3]{(\frac{Q}{L})^2 * \frac{1}{g}}}$. L'écoulement est fluvial si $y_n > y_c$.

☞ **Dimensionnement du coursier**

Le coursier fait suite au chenal. La forme retenue est rectangulaire avec une forte pente (3%) permettant d'avoir un écoulement torrentiel. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau (l=2y). Cependant la formule suivante permet de déterminer la largeur du coursier par la formule l=Q^(0,4)

★ Calcul du tirant d'eau y

Le calcul du tirant s'est fait de telle manière suivante qu'à la section de contrôle on a y=y_c et long du coursier on ait $y < y_c$. La valeur de y le long du coursier est déterminé à partir de l'abaque en annexe7 permettant d'avoir le rapport $\mathbf{\frac{y}{H_S}}$ en fonction de $\mathbf{\frac{Q}{\sqrt{2g} * l * H_S^{3/3}}}$ avec

Hs : énergie spécifique (charge spécifique ramenée au radier du coursier)

★ Calcul de la revanche

La valeur de la revanche du coursier est déterminée par la formule suivante :

$\mathbf{R = 0,6 + 0,05 * V * \sqrt[3]{y}}$ avec V (m/s) et y (m)

☞ **Dimensionnement du bassin de dissipation**

Il existe plusieurs types de bassin de dissipation mais pour notre projet le type choisi est le bassin à ressaut. Il permet de dissiper efficacement l'énergie de l'eau et permet d'avoir une vitesse adéquate pour la stabilité des berges à l'aval. Le nombre de Froude à une influence sur la forme du ressaut et ses caractéristiques. Son expression est $\mathbf{F} = \frac{\mathbf{V_1}}{\sqrt{\mathbf{g y_1}}}$ avec y1 : Tirant d'eau en régime torrentiel avant le ressaut (m) et V1 : Vitesse de l'eau (m/s).

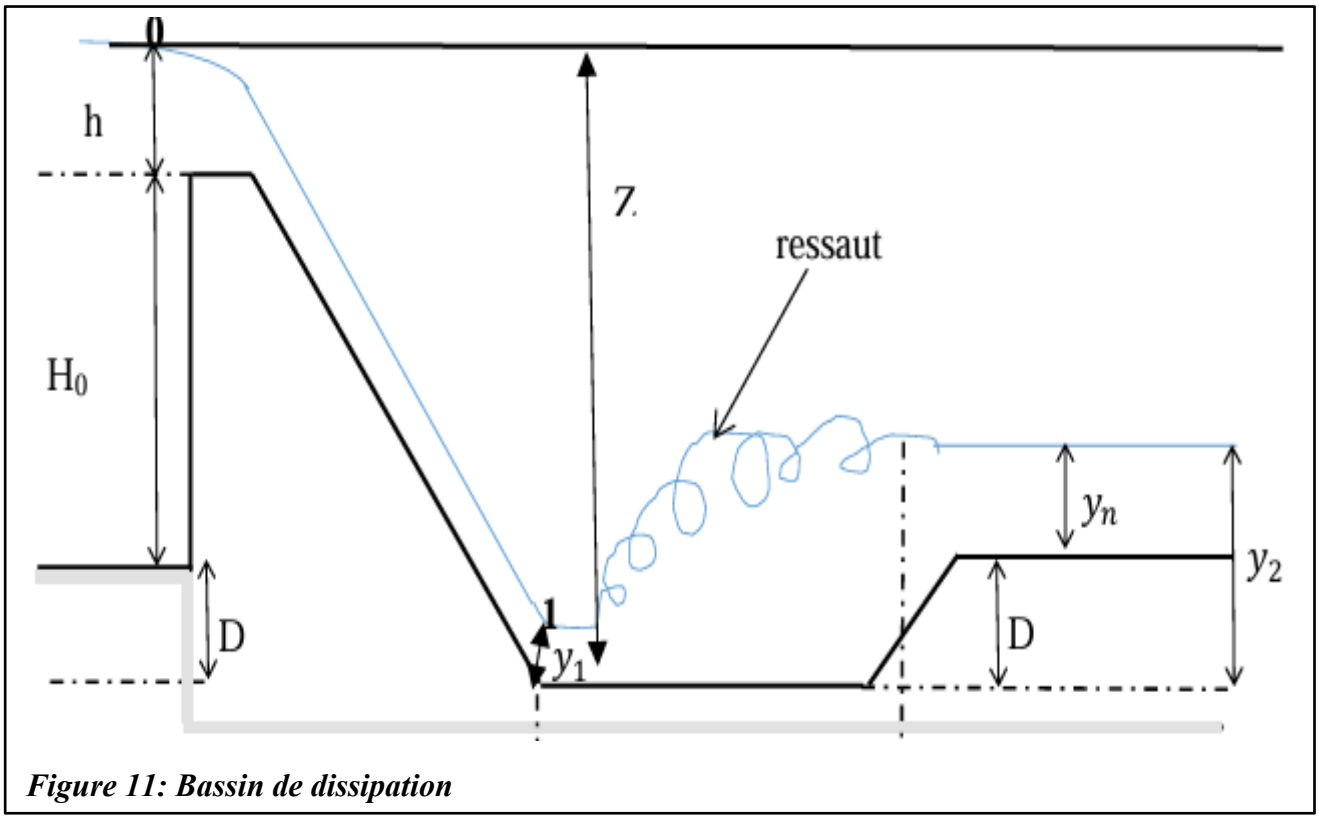


Figure 11: Bassin de dissipation

H_0: Côte du seuil du bassin de dissipation (m)

h: Hauteur de la lame d'eau sur le seuil (m)

h: Enfoncement du bassin (m)

y_1: Pronfondeur d'eau en régime torrentiel (m)

V_0: Vitesse d'eausur le seuil (m/s) **XII**

V_1: Vitesse d'eau avant le ressaut (m/s)

y_2: Profondeur d'eau en régime fluvial (m)

y_n: Tirant d'eau à l'aval du bassin de dissipation (m/s)

Z: Dénivelé entre le niveau amont et le plafond du bassin (m)

a: Intensité de la pesanteur (m/s^2)

Le bassin de dissipation aura une longueur supérieure à celle du ressaut et une profondeur D telle que $y_2 - D \leq y_n$

- ✶ Détermination de y_n

L'évaluation du tirant d'eau à l'aval du bassin de dissipation peut se faire comme suite :

$$\boldsymbol{Q = K * S * R^{2/3} * I^{1/2}}$$

Q: Débit (m^3/s)

R: Rayon hydraulique (m)

I: Pente du chenal (m/m) **XIII**

S: Section mouillée m^2

K: Coefficient de rugosité de Manning – Strickler ($m^{1/3}/s$)

L: Largeur du canal (m)

La détermination de y_n peut se faire de manière itérative.

- ✶ Détermination de D

De manière pratique, si $0{,}05 \leq h/H_0 \leq 0{,}7$ et $0{,}1 \leq y_n/H_0 \leq 0{,}8$, on peut déterminer D à partir de l'abaque correspondant à l'annexe 7.

- ✶ Détermination de V_1 et de y_1

En considérant les points 0 et 1 sur la figure et en appliquant la loi de BERNOUILLI on a :

$$Z_0 + \frac{P_0}{\rho * g} + \frac{V_0^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\rho * g} + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta H$$

$$P_0 = P_1 = P_{atm}$$

$Z_0 - Z_1 = H_0 + h + D - y_1$ **XIV**

$V_0 = 0m/s$ (Hypothèse de base pour le choix de la pelle hydraulique) ; $\Delta H = \alpha Z$

$Z = H_0 + h + D$

L'équation ci-dessus devient $(1-\alpha)(H_0 + h + D) = \frac{V_1^2}{2g} + y_1$

Puisque $Q_{év} = V_1 * S$ et $S = V_1 * l_{coursier}$ cela équivaut à $y_1 = \frac{Q_{év}}{V_1 * l_{coursier}}$

Alors on a $\frac{1}{2g} * V_1^3 - (1-\alpha)(H_0 + h + D) * V_1 + \frac{Q_{év}}{V_1 * l_{coursier}} = 0$

La résolution de l'équation nous permet de trouver la valeur de la vitesse V_1.

On tire ensuite $\boldsymbol{y_1 = \frac{Q_{év}}{V_1 * l_{coursier}}}$

✶ Calcul du nombre de Froude

La valeur du nombre de Froude se calcule à partir de V_1 et de y_1. On a $\mathbf{F = \frac{V_1}{\sqrt{g*y_1}}}$

✶ Détermination de y_2

La profondeur y_2 se calcule de la manière suivante :

$\mathbf{\frac{y_2}{y_2} = \frac{1}{2} * (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1)}$

En fonction du nombre de Froude et de la vitesse d'entrée du bassin de dissipation V_1, nous pouvons procéder au choix du type de bassin.

✶ Longueur du ressaut et du bassin

La longueur du ressaut est déterminée en fonction du type de bassin**.**

✶ Calcul de la revanche R

La revanche du bassin de dissipation est donnée par la formule : $\mathbf{R = 0,1 * (y_2 + V_1)}$ **avec**

V_1: Vitesse en (m/s) , y_2: Profondeur en (m) et R: Revanche en (m)

IV.2.2 Dimensionnement de la station de traitement

Pour notre projet, nous avons retenu un système de traitement classique de l'eau car la ressource provient d'une eau de surface plus précisément récoltée à partir d'un bassin versant. En effet ce type d'eau est caractérisée par une importante variabilité de sa qualité en ce qui concerne sa turbidité, ses matières en suspension, sa charge organique et même sa charge en microorganismes.

Ainsi la filière de traitement choisie est composée des étapes suivantes le prétraitement et le traitement.

IV.2.2.1. Le dégrillage

C'est la première étape du prétraitement. Deux rangées de dégrilleurs seront, le premier sera un dégrilleur moyen avec de grands écartements entre les barreaux afin de retenir les éléments les plus grossiers comme les branches et le deuxième dégrilleur sera fin avec des écartements plus faibles afin de stopper les débris plus petits.

☞ **Calcul de la surface mouillée du dégrilleur**

$$S_m = \frac{Q_d}{V * \theta * (1 - C)}$$

S_m: Surface mouillée du dégrilleur (m^2)

Q_d: Débit de distribution (m^3/s) **XVI**

θ: Coefficient de colmatage dû à lencombrement de barres

C: Coefficient de colmatage des barres

V: Vitesse de d'entrée de l'eaubrute (m/s)

Le coefficient de colmatage pour une grille manuelle est compris entre $0{,}1 < C < 0{,}3$. Dans notre projet nous prendrons un coefficient une valeur de 0,25.

☞ **Calcul du coefficient de colmatage dû à l'encombrement des barres**

Le coefficient de colmatage dû à l'encombrement des barres dépend de l'espacement entre les barreaux et l'épaisseur de ces barreaux selon la formule suivante : $\boldsymbol{\theta = \frac{e}{e+b}}$ **avec**

e: Espacement entre les barreaux (cm), b: Epaisseur des barreaux (cm).

Pour un dégrilleur manuel moyen l'espacement entre les barreaux va de 1 à 5 cm. Nous prendrons un espacement e =3 cm dans ce projet. Quant à l'épaisseur des barreaux nous prendrons 1 cm d'épaisseur.

☞ **Choix du tirant d'eau**

Le tirant d'eau retenu au niveau du dégrilleur est de 1,2

☞ **Longueur L_0 oblique et largeur l du dégrilleur**

$\boldsymbol{L_0 = \frac{H}{\sin\alpha}}$ **et** $\boldsymbol{l = \frac{S_m}{L_0}}$ **avec** H: Hauteur du tirant d'eau(m),S_m: la surface mouillée (m^2)

L'angle d'inclinaison du dégrilleur manuel est compris entre 60-80°. Pour notre projet nous prendrons 60°.

☞ **Calcul du nombre de barres du dégrilleur**

$$Nb_v = \frac{l-e}{e+b} \qquad Nb_h = \frac{L_0-e}{e+b}$$

Nb_v: Nombre de barres vertiacaux du dégrileur

Nb_h: Nombre de barres verticales du dégrileur

e: Espacement entre les barreaux (cm) **XVI**

b: Epaisseur des barreaux (cm)

L_0: Longueur oblique

l: largeur du dégrilleur

IV.2.2.2. Le dessablage

La forme choisie est rectangulaire. Le dessableur a pour rôle de retenir les particules de sable contenu dans le l'eau brute. Les calculs de dimensionnement sont basés sur la vitesse de chute limite et la vitesse horizontale critique d'entrainement V_h de la plus petite particule à éliminer. La figure ci-dessous montre le schéma d'un dessableur. La figure 13 présente le schéma général d'un dessableur.

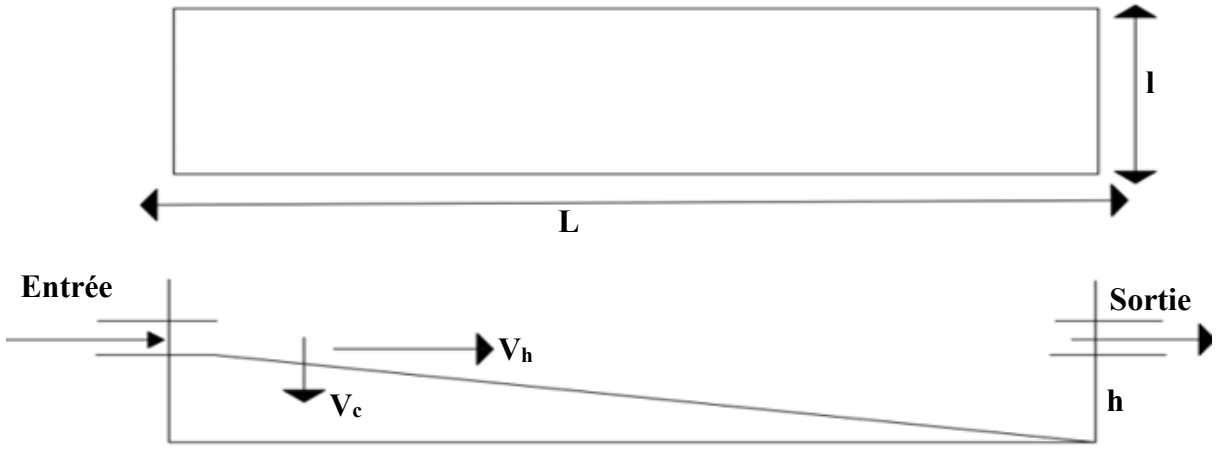


Figure 12: Schéma d'un dessableur

$$S_v = \frac{Q_d}{V_h} \qquad S_h = \frac{Q_d}{V_c} \qquad l = \frac{S_V}{h} \qquad L = \frac{S_h}{l}$$

S_h: Surface horizontale (m^2) S_V: Surface verticale (m^2)

V_h: Vitesse horizontale (m/s), L: Longueur du dessableur **XVII**

l: Largeur du dessableur

Pour le dimensionnement nous prendrons une vitesse horizontale de ($V_h = 0{,}3$ m/s), une vitesse de chute ($V_c = 0{,}03$ m/s) et une hauteur (H= 2m).

Les paramètres de dimensionnement des ouvrages de prétraitement sont résumés sont présentés dans le tableau en annexe 8.

IV.2.2.3. Le répartiteur

Ouvrage assurant la répartition égale du débit d'eau brute, le répartiteur est un ouvrage situé en amont du décanteur lamellaire. Il aura pour fonction la clarification de l'eau brute (coagulation-floculation). La coagulation-floculation se fera par injection de coagulant et floculant dans l'eau brute une fois arrivée dans le répartiteur. Le dimensionnement du répartiteur se fait à partir des formules suivantes :

$$L = \frac{Q_{Prod}}{m * h^{\frac{3}{2}} * 2 * g^{\frac{1}{2}}} \qquad V_u = Q_{Prod} * t_c$$

L: Longuer déversant (m)

Q_{Prod}: Débit de production m^3/h

m: Coefficient du débit du seuil **XVIII**

h: Hauteur sur le seuil (m)

V_u: Volume utile du répartiteur (m^3)

t_c: Temps de contact (min)

Le coefficient de débit choisi pour ce rapport a été choisi égal à 0,5 conformément aux recommandations de la littérature technique (Degrémont, 1989). Le coefficient de débit de seuil est le rapport de la hauteur sur le seuil (h) par l'épaisseur du béton (B). Nous prendrons **h=0,2m** et **B= 0,3 m**. Nous considérons un temps de contact l'eau brute et les coagulant **t_c=1 min.**

IV.2.2.4. Le décanteur

C'est à ce niveau que commence l'étape du traitement proprement dit. Pour ce projet nous utiliserons le décanteur lamellaire avec la technologie dite du PulsatorR qui est le plus utilisé. Ce type de décanteur possède un bassin qui est généralement de forme rectangulaire avec une profondeur variant de 4 à 5 m. La vitesse ascensionnelle est généralement comprise entre 4 et 8m/h (Koffi, 2021). Dans ce projet nous considérons trois décanteurs. Les formules utilisées pour le dimensionnement du décanteur sont les suivantes :

- **Calcul de la surface lamellaire**

La surface lamellaire donnée par la formule suivante $\mathbf{S_{lam}} = \frac{\mathbf{Q_{Prod}}}{\mathbf{V_{lam}}}$avec S_{lam} : surface lamellaire (m2), Q_{Prod} : débit de production m3/h et V_{lam}: vitesse lamellaire (m/s)

- **Largeur et longueur lamellaire**

Les expressions de la longueur et la largeur lamellaire sont : $\mathbf{l_{lam}} = \sqrt{\frac{S_{lam}}{2}}$ **et** $\mathbf{L_{lam}} = \mathbf{2} * \mathbf{l_{lam}}$

- **Pourcentage actif R**

Le pourcentage actif R permet de prendre en compte les pertes d'efficacité liées à la géométrie des lamelles et aux zones non actives du décanteur (Chow, 1959). Il se calcule de la manière suivante en considérant les valeurs définies dans le tableau en annexe 9 : $\mathbf{R} = \frac{\mathbf{2B+moy(A1;A2)}}{\mathbf{2B+A1+A2}}$

B: Longueur de la lamelle (m)A1 et A2: Espacement entre les lamelles (m)

☞ **Surface du lit de boue**

C'est la zone où les particules floculées se concentrent avant leur extraction. Son expression : $\mathbf{S_{lit}} = \frac{\mathbf{Q_{Prod}}}{\mathbf{V_{lit}}}$ avec S_{lit}: Surface du lit (m^2), Q_{Prod}: Débit de production m^3/h et V_{lit}: Vitesse (m/s)

☞ **Surface en miroir**

C'est la surface horizontale supérieure où l'eau clarifiée se sépare des boues. Son expression est la suivante :$\mathbf{S_{mir}} = \frac{\mathbf{Q_{Prod}}}{\mathbf{V_{mir}}}$. Q_{Prod}: Débit de production m^3/h, V_{mir}: Vitesse (m/s) et S_{mir}: Surface du lit (m^2).

☞ **Nombre de tubes**

Le calcul du nombre de tubes du décanteur lamellaire s'exprime de la manière suivante : $\mathbf{N_t} = \frac{\mathbf{S_P}}{\mathbf{R*L_t*l_t*\cos 60°}}$ avec R: Pourcentage actif, l_t: Largeur du tube (m) et l'angle d'inclinaison correspondant à la valeur $\cos 60°$.

☞ **Temps de séjour**

Le temps de séjour est le temps mis par l'eau dans le décanteur. Son expression est : $\mathbf{t_s} = \frac{\mathbf{L_{lam}*l_{lam}*H_u}}{\mathbf{Q_{Prod}}}$ où l_{lam}: Largeur lamellaire (m), L_{lam}: Longueur lamellaire (m), Q_{Prod}: Débit de prodution m^3/h et t_s: Temps de séjour (h).

Les paramètres de dimensionnement du décanteur lamellaire sont résumés dans le tableau 6.

Tableau 6: Paramètres de dimensionnement du décanteur

PARAMETRES DU DECANTEUR		
Paramètres	**Unités**	**Valeurs**
Vitesse ascensionnelle dans les lamelles, Vlam	m/s	8
A1 (mm)	mm	30
A2 (mm)	mm	30
B (mm)	mm	15,00
D	mm	90
F	mm	40
G	mm	80
L	mm	1000,00
I	mm	970
Angle (degré)		60
Angle (radian)		1,05
Vitesse ascensionnelle dans le lit de boues	$m^3/h/m^2$	7
Vitesse ascensionnelle au miroir	m/h	6
Surface unitaire projetée, Su	m^2	7
Hauteur utile	m	4

IV.2.2.5. La filtration

La filtration est l'opération qui est faite juste après la décantation. Elle se fait sur des filtres. Pour notre projet nous opterons pour des filtres de type AQUAZUR V de Degrémont qui sont des filtres dont l'écoulement est gravitaire rapide sur sable. L'une des caractéristiques de ce filtre est sa faible consommation pour le lavage des filtres (1 à 2 % du volume d'eau filtrée) Degrémont, 2019).

Les dimensions des filtres s'obtiennent à partir des formules suivantes :

☞ **Surface totale des filtres**

La surface totale des filtres utilisées s'exprime selon la formule suivante : $\mathbf{S_{tf} = \frac{Q_{Prod}}{V_f}}$ avec les paramètres suivants : S_{tf}: Surface totale des filtres(m^2), V_f: Vitesse de filtration (ms) et Q_{Prod}: Débit de prodution m^3/h

On distingue deux types de filtration :

- La filtration lente où $0{,}5 \leq V \leq 4$ m/h
- La filtration rapide où $5 \leq V \leq 15$ m/h

Dans ce projet nous appliquerons la filtration rapide.

☞ **Hauteur totale du filtre**

La hauteur totale du filtre a été calculé par la formule suivante : $\mathbf{H_{tf} = H_m + H_e + H_s + r}$ **avec** H_m: Hauteur du massif filrant, H_e: Hauteur d'eau sur le massif (m), H_s: Hauteur sous plancher, r: Revanche (m) et H_{tf}: Hauteur totale du filtre (m).

☞ **Volume total des filtres**

Le volume total des filtres se calcul à partir de la surface totale et la hauteur du filtre selon la formule : $\mathbf{V_t = S_t * H_{tf}}$ où S_t: Surface totale des filtres (m^2), H_{tf}: Hauteur totale du filtre (m) et V_t: Volume total des filtres (m^3).

☞ **Surface d'un filtre**

La surface d'un filtre est le rapport de la surface totale par le nombre de filtre selon la formule $\mathbf{S_{f1} = \frac{S_t}{n_f}}$ **avec** S_{f1}: Surface totale des filtres (m^2), n_f: Nombre de filtre et S_t: Surface total des filtres (m^3).

☞ **Longueur et largeur d'un filtre**

Les dimensions d'un filtre s'obtiennent par les formules suivantes : $\mathbf{l_{f1} = \sqrt{\frac{S_f}{\frac{L}{l}}}}$, $\mathbf{L_{f1} = l_{f1} * \frac{L}{l}}$.

Avec $\frac{L}{l}$: Rapport Longueur largeur, S_{f1}: Surface d'un filtre (m^2).

☞ **Volume d'un filtre**

Il s'exprime par la formule $\mathbf{V_{f1} = L_{f1} * l_{f1} * H_f}$ **où** l_{f1}: Largeur du filtre (m), L_{f1}: Longueur du filtre (m), H_f: Hauteur du filtre (m) etV_{f1}: Volume d'unfiltre (m^3)

☞ **Débit d'eau par filtre**

Son expression est donnée par la formule $\mathbf{Q_f = \frac{Q_{Prod}}{n_f}}$ **avec** Q_{Prod}: Débit de prodution m^3/h, n_f: Nombre de filtre.

☞ **Débit d'eau de lavage**

C'est le débit d'eau est utilisé pour le lavage des filtres lorsqu'ils sont colmatés après un temps de fonctionnement. Il se calcule par la formule suivante : $\mathbf{Q_{el} = S_{f1} * Q_e}$ **avec** S_{f1}: Surface d'un filtre (m^2), Q_e: Débit d'eau de lavage (m^3/h) et Q_{el} (m3/h/m2) : Débit d'eau de lavage.

Nous considérons une bâche de forme rectangulaire.

Tableau 7: Paramètres de dimensionnement du filtre

PARAMETRES DU FILTRE		
Paramètres	Unités	Valeurs
Vitesse de filtration	m/h	11
Hauteur du massif filtrant (Hm)	m	0,9
Hauteur d'eau sur massif, (He)	m	1
Hauteur sous plancher (Hs)	m	0,5
Nombre des filtres (n)	-	8
Rapport $\frac{\text{Longueur}}{\text{Largeur}}$	-	2
Revanche r	m	0,5
Facteur de filtration k	-	0,75
Eau de lavage	$m^3/h/m^2$	20
Air de lavage	$m^3/h/m^2$	55

IV.2.3 Le réseau d'adduction en eau potable

IV.2.3.1. Projection de la population

La projection de la population a été faite à partir de la formule de Thomas MALTHUS :

$$Pn = Po\ (1 + \alpha)^n$$

Pn : la population à l'horizon du projet

Po : la population de référence du projet c'est-à-dire du RGPH 2021 **XIX**

α : le taux d'accroissement de la population

n : le nombre d'année écoulé entre 2025 et l'horizon du projet

Pour la projection de la population en absence de données plus récentes le RGPH 2021 a été utilisé comme année de référence pour la projection de la population avec un taux d'accroissement de 2,55 (Anstat, 2025). A partir des données de l'année 2014, la population de chaque localité a été déterminée à l'horizon H_0 (2025) qui sera considérée comme année pour l'estimation des besoins.

Un taux de raccordement de 60% a été appliqué dès l'année de référence H_0 (2025) avec un pas de 5% tous les cinq ans jusqu'à l'année H_0+45 (2065) pour atteindre un taux de raccordement de 100% qui reste constant jusqu'à H_0+50 (2075).

Les horizons du projet sont :

- Horizon + 0 : 2025 ;
- Horizon + 5 : 2030 ;
- Horizon + 10 : 2035 ;
- Horizon + 15 : 2040 ;
- Horizon + 20 : 2045 ;
- Horizon + 25 : 2050 ;
- Horizon + 30 : 2055 ;
- Horizon + 35 : 2060 ;
- Horizon + 40 : 2065 ;
- Horizon + 45 : 2070 ;
- Horizon + 50 : 2075.

IV.2.3.2. Population à desservir

La population à desservir est composée de la population du centre de Dimbokro et de celles des localités environnantes (Ediakro, Ahouniassou, Ahuia, Akessèmossou, Ebimolossou, Kolibo, Krokokro, Troumabo) qui sont des sous-préfectures dudit Département.

IV.2.3.3. Evaluation des besoins en eau

Les besoins en eau représentent la quantité que doit mobiliser l'exploitant pour satisfaire la demande des usagers. La connaissance de ces besoins passe d'abord à l'estimation de la demande moyenne en eau à court, moyen et long terme sur la base des consommations spécifiques moyennes journalières. La demande moyenne en eau a pour objectif d'évaluer l'évolution, d'identifier les sources potentielles et de prévoir leur aménagement dans le financement des installations (ZOUNGRANA, 2003).

IV.2.3.4. Consommation spécifique

Le tableau 8 ci-dessous donne l'évolution de la consommation spécifique des différentes localités à chaque horizon du projet.

Tableau 8: Evolution de la consommation spécifique

Année/ Localités	H_0+5	H_0+10	H_0+15	H_0+20	H_0+25	H_0+30	H_0+35	H_0+40	H_0+45	H_0+50
Dimbokro	40	42,5	45	47,5	50	52,5	55	57,5	60	62,5
Localités environnantes	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Selon les enquêtes socio-économiques réalisées, aux populations de Dimbokro et ses villages une consommation spécifique de 40l/j/hbt leur a été attribuée. Cependant aux populations des sous-préfectures une consommation spécifique de 25 l/j/hbt leur a été attribué.

Les besoins socio-économiques ont été pris à 10% des besoins domestiques.

IV.2.3.5. Variation de la demande en eau

- **Coefficient de pointe saisonnière (Cps)**

Le coefficient de pointe saisonnière rend compte de la variation des saisons, ou de certains évènements (arrivée de touriste). C'est le rapport entre la demande journalière moyenne du mois de pointe et la demande journalière moyenne de l'année. Ce coefficient varie entre 1,10 et 1,2 en fonction de la zone où il est appliqué (zone tropicale humide ou zone sahélienne).

- **Coefficient de pointe journalière (Cpj)**

Le coefficient de pointe journalier est le rapport entre la demande du jour de pointe et la demande moyenne du mois de pointe. Il exprime le retour cyclique du comportement des usagers au cours de la semaine. Il varie entre 1,05 et 1,15.

Pour notre étude nous avons choisi un coefficient journalier de 1,05.

- **Coefficient de pointe horaire (Cph)**

Le coefficient de pointe horaire exprime les habitudes du consommateur au cours de la journée. Il rend compte de la pointe de la consommation au cours de la journée. Il varie en fonction de la taille de la population et se situe entre 1,5 et 3. Le coefficient de pointe horaire est exprimé selon la formule suivante : $\mathbf{C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q(\frac{m3}{m})}}}$. Dans ce mémoire un coefficient de pointe horaire de 1,8 a été adopté.

IV.2.3.6. Evaluation des pertes

Les pertes d'eau dans un réseau d'eau potable sont fréquentes et peuvent arriver à différents niveaux (au refoulement, à la station de traitement, les réseaux d'adduction et de distribution, vannes, etc). Par conséquent il convient de les intégrer dans le dimensionnement du réseau.

- Les pertes dans le réseau sont estimées à 10% ;
- Au traitement on aura un traitement de 90% ;
- De la station d'exhaure jusqu'à la station de traitement on a une perte 5% ;
- Le rendement global est de 80% ;

IV.2.3.7. Besoins moyens journaliers domestiques

Les besoins moyens journaliers domestiques des populations raccordées et non raccordées seront déterminés. Ils sont calculés en fonction des populations raccordées et non raccordées

$\boldsymbol{B_{pr} = \frac{P_r * C_{sp}r}{1000}}$ $\boldsymbol{B_{pnr} = \frac{P_{nr} * C_{sp}nr}{1000}}$ $\boldsymbol{B_{mj}D = B_{pr} + B_{pnr}}$ avec :

$B_{mj}D$: Besoin moyen domestique (m^3/j) ;

B_{pr} : Besoin de la population raccordée (m^3/j) ;

B_{pnr} : Besoin de la population non raccordée (m^3/j) ;

P_r : Population raccordée (hbt) **XX**

P_{nr} : Population non raccordée (hbt) ;

$C_{sp}r$: Consommation spécifique de la population raccordée au réseau d'eau potable (l/j/hbt) ;

$C_{sp}nr$: Consommation spécifique de la population raccordée au réseau d'eau potable (l/j/hbt).

IV.2.3.8. Besoins non domestiques

Les besoins domestiques concernent ceux provenant d'activités hors ménages c'est-à-dire les besoins venant des marchés, des écoles, des hôpitaux etc… Ces besoins représentent 10% des besoins domestiques. $\mathbf{B_nD = 10\% * B_{mj}}$

IV.2.3.9. Besoins journaliers moyens

La somme des besoins non domestiques et des besoins journaliers domestiques représente les besoins journaliers moyens. $\mathbf{B_{jm} = B_{mj}D + B_nD}$

IV.2.3.10. Besoin du jour de pointe

Les besoins du jour de pointe prennent en compte non seulement la demande journalière moyenne, mais également le rendement du réseau, le taux de raccordement au réseau et le rendement du traitement. Ils se calculent avec la formule suivante :

$$\boldsymbol{B_p = B_{mj} * C_{ps} * C_{pj}} \quad \text{(XXI)}$$

Avec B_p : Besoins de production du jour de pointe (m^3/j) ;

B_{mj} : Besoin journalier moyenne (m^3/j) ;

C_{ps}: Coefficient de pointe saisonnier

C_{pj} : Coefficient de pointe journalier

IV.2.3.11. Débit de pointe horaire

$$\boldsymbol{Q_{ph} = t_r \frac{B_{mj}}{n_r * 24} * C_{ph}} \quad \text{(XXII)}$$

Avec

Q_{ph} : Débit de pointe horaire (m^3/h) ;

t_r : Taux de raccordement ; n_r : rendement du réseau ;

B_{mj} : Besoin moyen journalier (m^3/j)

C_{ph} : Coefficient de pointe horaire.

IV.2.3.12. Débit de production en eau brute

Le débit de production eau brute correspond au volume d'eau à apporter à la station de traitement. Il est dépendant du besoin du jour de pointe, du rendement du réseau et du rendement de traitement. Il s'exprime selon la formule suivante :

$$Q_{pEB} = \frac{B_{jp}}{n_r * n_t * T}$$ Avec

n_r : rendement du réseau ;

n_t : rendement du traitement ; **XXIII**

T : Temps de pompage

B_{jp} : Besoin jour de pointe (m^3/j)

IV.2.3.13. Débit d'adduction

Le débit d'adduction a été calculé de la manière suivante :

$$Q_{add} = \frac{B_{jp}}{n_r * T}$$ Avec

B_{jp}: Besoin du jour de pointe (m^3/j) **XXV**

T : Temps de fonctionnement (h)

n_r: Rendement du réseau (%)

IV.2.3.14. Débit de distribution

$$Q_{dist} = \frac{B_{jp}}{24 * n_r}$$ Avec

B_{jp}: Débit jour de pointe (m3/j) ;

C_{ph}: Coefficient de pointe horaire **XXVI**

n_r:Rendement du traitement

IV.2.3.15. Conception du réseau d'adduction

★ Choix du diamètre d'adduction

Le choix du diamètre de la conduite d'adduction est fait à partir des formules empiriques suivantes :

- Formule de BRESSE : $D(m) = 1{,}5 * Q^{0,5}$
- Formule de BRESSE modifiée : $D\ (m) = 0{,}8 * Q^{1/3}$
- Formule de MUNIER : $D(m) = 1 + 0{,}02n * Q^{0,5}$
  n est le nombre d'heure de pompage **XXVII**
- Formule de BONIN : $D(m) = Q^{0,5}$
- Formule de Pr. B. ACHOUR, M. T. BOUZIANE : $D\ (m) = 1{,}27 * Q^{0,5}$
- La limitation de la vitesse allant de 0,6 à 1,5 m/s afin d'éviter les dépôts et/ou permettre l'auto curage des conduites (OUEDRAOGO, 2005)
- Condition de Flamant V (m/s) $\leq D_{int}(m) + 0{,}6$

IV.2.4 Protection de la conduite contre le coup de bélier

✶ Vitesse de propagation des ondes (célérité)

$$C = \sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}} * \frac{1}{\sqrt{1+\frac{D}{e}+\frac{\varepsilon}{E}}} \quad \textbf{ou} \quad C = \sqrt{\frac{1}{\rho*(x+\frac{D}{e*E})}}$$

Avec

C: La célérité (m/s)

ρ: La masse volumique du fluide (kg/m^3) **XXVIII**

ε: Module d'élasticitédu fluide (Pa)

x: Coefficient de compressibilité du fluide Pa^{-1}

D: Diamètre intérieur de la conduite (m)

e: Epaisseur de la conduite (m)

✶ Variation de la pression

$$\Delta P = \pm \frac{C * V_0}{g}$$

ΔP: Variation de pression due au coup de bélier (m) **XXIX**

C: Vitesse de l'écouement de l'eau dans la conduite (m/s)

g: Intensité de la pesanteur (m/s^2)

V. RESULTATS

V.1. Etude topographique

V.1.1 Caractéristiques du bassin versant

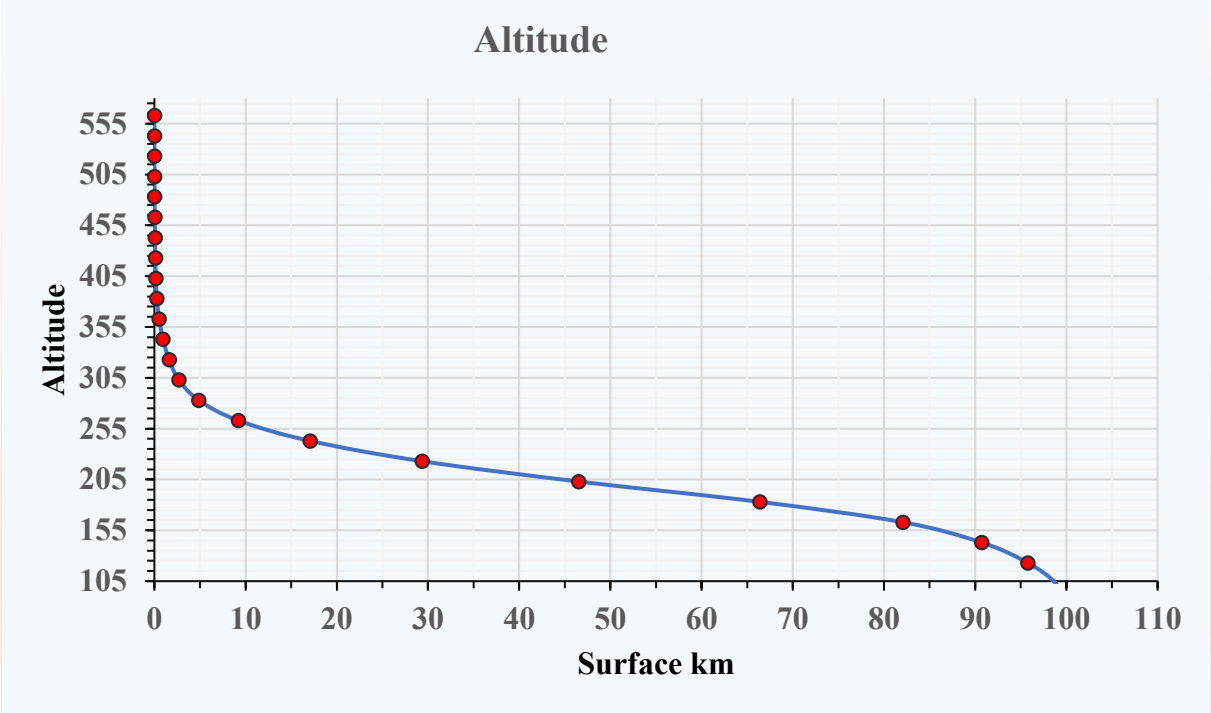
L'utilisation de certains logiciels comme Global Mapper et QGIS ont permis de déterminer certaines caractéristiques du bassin versant. Aussi à partir d'autres caractéristiques ont été déterminées par des calculs. L'ensemble des caractéristiques du bassin versant est consigné dans le tableau 9 ci-dessous.

Tableau 9: Paramètres du bassin versant

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Surface	S	6181	km^2
Périmètre	P	515,5	km^2
Indice de Gravelius	Kc	1,85	-
Longueur du Talweg	Lt	123,5	km
Longueur du rectangle équivalent	Lc	232,89	km
Largeur du rectangle équivalent	L	26,54	km
Altitude Maximale	Zmax	519	m
Altitude minimale	Zmin	74	m
Coefficient de ruissellement décennal	Kr10	21,4	%
Dénivelée 5%	-	285	m
Dénivelée 95%	-	125	m
Dénivelée	D	160	m

La valeur de l'indice de Gravelius (Kc >1) indique que le bassin versant est allongé ce qui pourrait supposer un faible risque de crue soudaine et violente. Les valeurs de la superficie et du périmètre montrent que le bassin versant est grande taille. La longueur du Talweg indique un réseau hydrographique bien développé.

La figure ci-dessous nous présente la courbe hypsométrique à partir de laquelle les dénivelées 5% et 95% ont été déterminées



V.1.2 Détermination du volume emmagasiné par la retenue

Les différents volumes en fonction de la surface ont été déterminés à partir du tracé de la courbes de niveau sur le logiciel Mensura. Les valeurs de ces volumes ainsi que les surfaces correspondantes sont consignées dans le tableau 10 ci-dessous.

Tableau 10: Valeurs de réalisation la courbe hauteur-volume

Courbe de niveau	Hauteur (m)	Surface (m^2)	Volume (m^3)
74,00	0	-	-
75,00	1	10 598	6 542
76,00	2	34 261	27 890
77,00	3	79 716	85 791
78,00	4	623 973	718 336
79,00	5	1 270 023	1 856 883
80,00	6	1 748 772	3 304 635
81,00	7	2 310 577	5 418 560
82,00	8	2 996 545	8 136 308
83,00	9	3 622 060,33	11 581 575,1
84,00	10	4 175 055	15 374 947
85,00	11	4 638 995	19 589 457
86,00	12	5 110 990	24 469 306

87,00	13	5 645 926	29 785 101
88,00	14	6 112 920	35 606 055
89,00	15	7 123 231	42 591 488

V.1.3 Courbe hauteur-volume de la retenue

La courbe hauteur-volume présentée ci-dessous dans la figure 14 a été obtenue grâce aux volumes et surfaces du tableau au-dessus.

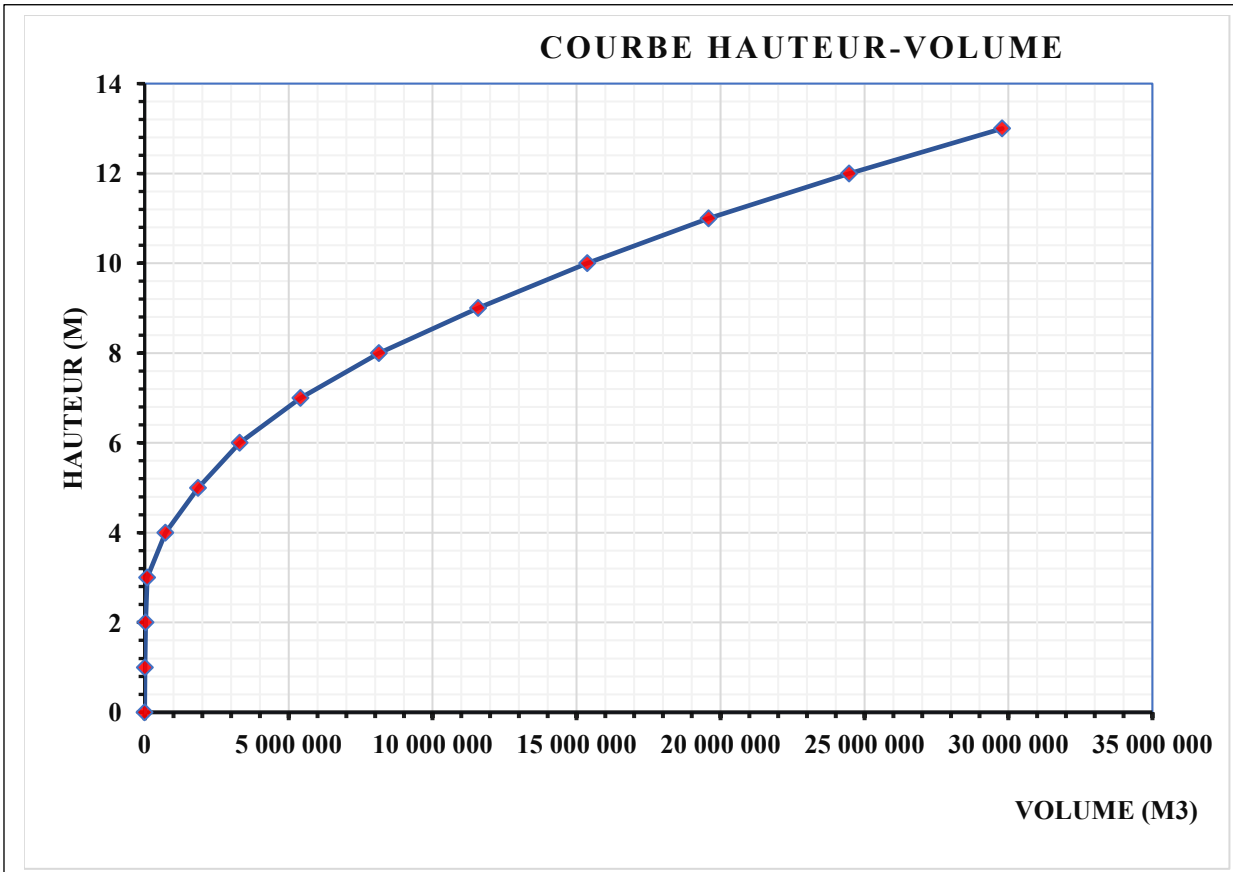


Figure 13: Courbe Hauteur-volume de la retenue

A la côte de 87 m c'est-à-dire à 13 m de profondeur à partir du fond, la capacité maximale de stockage de la retenue est atteinte avec un volume de 29 785 101 m^3.

V.1.4 Côte de l'ouvrage de prise

La côte de calage de la pompe a été déterminée en considérant les différentes pertes (évaporation, infiltration) et les besoins liés à l'AEP pendant la saison sèche (voir tableau 11).

Tableau 11: Calcul des différentes pertes au cours de la période sèche

Mois	Nombre de jour	Besoins AEP	Evaporation	Infiltration	Total pertes (m^3)	Hauteur d'eau

Octobre	31	930 000	517706,8	258853,4	1706560,3	0,41
Novembre	30	900 000	501006,6	250503,3	1651509,9	0,40
Décembre	31	930000	517706,8	258853,4	1706560,3	0,41
Janvier	31	930000	517706,8	258853,4	1706560,3	0,41
Février	28	840000	467606,2	233803,1	1541409,3	0,37
Mars	31	930000	517706,8	258853,4	1706560,3	0,41

La capacité de stockage au PEN est de 15374947,2 m^3 à la côte de 84 m.

On constate une perte de 2,4 m de hauteur d'eau équivalent à 10 019 160 m^3. Ainsi à la fin de la période sèche, l'eau sera à 7,6 m du fond qui correspond à la côte de 81,6 m avec un volume de 5 355 787 m^3 d'eau. L'estimation des dépôts solides 502 379,68 m3 correspond à une hauteur d'environ 2,7 m à partir du fond soit à la 76,7 m. La réserve utile se situe donc entre les côtes 76,7 m et 81,6 m qui correspond à un volume d'environ 5 000 000 m^3 pouvant combler les besoins de la population.

Ainsi l'ouvrage de prise sera positionné à la côte de 78 m soit 1,3 m au-dessus des boues garantissant une lame d'eau d'environ 3,6 m au-dessus.

V.1.5 Estimation du volume utiles de la réserve

En considérant la courbe hauteur-volume, nous constatons qu'à la crête du déversoir c'est-à-dire au PEN se trouvant à la côte 84 m nous avons un volume de 15 374 947 m3 et à la côte de 78 m de l'ouvrage de prise correspond un volume de 718 336 m3. Par conséquent nous avons une hauteur utile (Hu) de la réserve qui est de 6 m et correspond à un volume utile (Vu) d'environ 10 863 239 m3.

V.1.6 Dimensionnement de la digue

V.1.6.1. Détermination de la côte projet

La détermination de la côte projet représente une étape très importante pour le dimensionnement de la digue. Les étapes du calcul sont résumées dans le tableau 12 ci-après.

Tableau 12: Détermination de la côte de la digue

Paramètres			
	Côte du seuil	84	85,5

Côte des plus hautes eaux (PHE)	Charge d'eau au-dessus du seuil (m)	1,5	
Côte du fond de la retenue (m)			74
Revanche (m)	Fetch (km)	2,55	1
	Hauteur des vagues (m)	1,1	
	Vitesse de propagation des vagues (m/s)	2,2	
Hauteur libre de sécurité (m)			1,5
Côte projet (m)			88

V.1.6.2. Les caractéristiques de la digue

Précédemment il a été signifié que le choix du type de barrage est celui d'un barrage homogène. Le matériau choisi pour la construction de la digue sera en graveleux latéritique avec un pourcentage d'argile très élevé. Les pentes des talus préconisés dans ce cas sont :

- Talus amont :1 / 2,5
- Talus aval : 1 / 2,5

Le tableau 13 ci-dessous présente les autres caractéristiques de la digue.

Tableau 13: Caractéristiques de la digue

Paramètres	Valeurs
Hauteur maximale de la digue (m)	14
Largeur en crête de la digue (m)	7
Longueur de la digue (m)	1020

V.2. Etude hydrologique

V.2.1 Les pertes par évaporation

Pour ce projet les pertes dues à l'évaporation sont estimées à 110 mm/mois.

V.2.2 Les pertes par infiltration

Les pertes journalières par infiltration ont été estimées à 2 mm/j soit 60 mm par mois.

V.2.3 Les pertes en capacité dues aux dépôts solides

Les dépôts solides proviennent du ruissellement de l'eau. Ces pertes ont été déterminées à partir de la pluie interannuelle et de la superficie du bassin versant. Les résultats des apports solides est résumé dans le tableau en annexe 10.

V.2.4 Calculs des apports

Le calcul des apports a été fait avec la méthode TURC. Le tableau 14 suivant indique les différentes valeurs obtenues.

Tableau 14: Calcul des apports au bassin versant

Paramètres	Valeurs (m^3)
Apport moyen par ruissellement (m^3/an)	744 128 841,78
Apport moyen par précipitation (m^3/an)	4 157 764,07
Apport moyen annuel sur le bassin (m^3/an)	**748 286 605,85**

V.2.5 Bilan hydrique de la retenue

Le résumé des apports et pertes est mentionné dans le tableau 15 suivant :

Tableau 15: Bilan hydrique de la retenue

Paramètres	Valeur (m^3)
Apport annuel par ruissellement	744 128 841
Apport annuel par précipitation	4 157 764
Apports	748 286 605
Bilan des Pertes	33 856 918
Disponibilité de la ressource hydrique	714 429 687
Capacité maximale de stockage de la retenue	15 374 947,19
Volume d'eau évacué par le déversoir annuellement	699 054 739,95

V.2.6 Taux de remplissage

En faisant le rapport entre le volume des apports à la capacité de la retenue nous trouvons un coefficient de remplissage qui montre que les apports sont environ 48,7 fois à la capacité de la cuvette. Cela signifie que le site est favorable à l'implantation du barrage, avec une alimentation suffisante pour remplir le barrage. Toutefois la mise en place d'un évacuateur de crue est nécessaire afin d'assurer la sécurité du barrage mais aussi des installations situées à l'aval du barrage.

V.2.7 Estimation du débit de projet

Le tableau 16 suivant résume les étapes du calcul du débit décennal qui a servi au calcul du débit du projet.

Tableau 16: Calcul du débit du projet

PARAMETRES DES BASSINS VERSANTS	Valeurs
Périmètre km	515,5
Indice de compacité Ic	1,8
Rectangle équivalent L (km)	230,7
Altitude 5%	285,0
Altitude 95%	125,0
Dénivelé	160,0
Indice global Ig	0,7
Précipitation moyenne an (mm)	1078,0
Pluie décennale (mm)	115,0
Temps de base (min)	13370,9
Coefficient de ruissèlement Kr	0,3
Abattement	0,6
Coefficient de pointe	2,5
Débit décennal	310,8
Coefficient majorateur C	3,0
Débit centennal (m3/s)	932,4

Le débit centennal de **932,4 m^3/s** servira de débit de projet pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue.

V.3. Etude hydraulique

V.3.1 Dimensionnement du déversoir

V.3.1.1. Détermination du seuil du déversoir

Le déversoir latéral à profil de Creager est celui qui a été choisi pour l'évacuation des trop-pleins de la retenue. La figure15 ci-dessous nous montre le tracé de la lame d'eau déversante pour une charge d'eau au-dessus du seuil de 1,5 m.

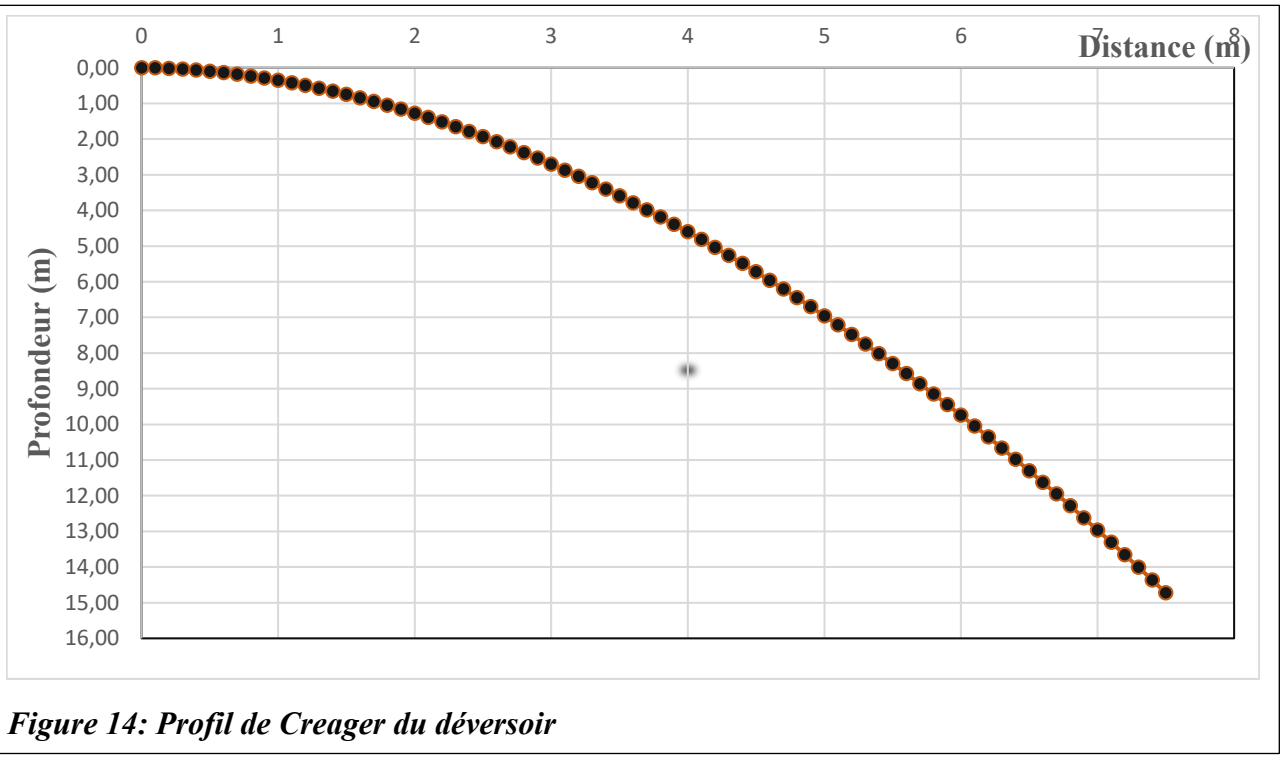


Figure 14: Profil de Creager du déversoir

V.3.1.2. Détermination de la longueur déversante

Le calcul initial de la longueur du déversoir nous a donné une valeur de 232,8 m soit 233 m. La conception d'un déversoir de cette taille étant coûteuse, nous avons cherché à la réduire tout en créant des conditions qui assurent la sécurité de notre ouvrage. Ainsi nous avons procédé à l'itération par un laminage. Le laminage permettra de réduire la longueur sans augmenter le risque de submerger le barrage. Le tableau 17 ci-dessous résume les paramètres ayant servis au dimensionnement de la longueur du déversoir.

Tableau 17: Paramètres de calcul de la longueur du déversoir

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Débit centennal	Q100	928,1	m^3/s
Surface de la retenue	Sr	4175055,19	m^2
Temps de montée	Tm	4,6	h
Coefficient de débit	m	0,49	-
Temps de montée	Tm	16560	s
Charge au-dessus du seuil	H0	1,5	m

Les résultats de la méthode de calcul itératif de la longueur de déversoir sont indiqués dans le tableau en annexe 11.

Avant le laminage nous avons une valeur de 232,8 m pour la longueur du déversoir. Cette valeur de longueur déversante correspond un débit laminé de 636,52 m3/s qui correspond à 69,5 % du débit du projet et est supérieure à la valeur recommandée (69%).

- La longueur déversante : 160 m
- Débit laminé :636,6 m3/s

V.3.2 Dimensionnement du chenal

Le type de chenal choisi étant un chenal de forme rectangulaire, nous avons un fruit de berge nul (m = 0). Le revêtement du chenal sera en béton lisse dont la rugosité de Manning-Strickler est K = 75 m1/3 /s. La pente de réalisation sera de 0,15%. Puisque le chenal fait suite au déversoir, il sera dimensionné avec le débit de crue (débit évacué) au niveau de celui-ci. La largeur au radier du chenal est pareille à la longueur déversante (L = 160 m). Le tableau à l'annexe 12 donne la valeur de la profondeur normale (y_n) de l'eau dans le chenal à partir d'un calcul itératif.

A partir du calcul itératif, le tirant d'eau normal dans le chenal est de 1,19 m. Il est conseillé d'avoir un écoulement fluvial qui s'obtient lorsque le tirant d'eau critique y_c est inférieur au tirant d'eau normal y_n . Ainsi à partir de la formule du tirant d'eau critique nous trouvons une valeur y_c = 1,18 m. La valeur $y_c < y_n$ donc nous aurons un écoulement fluvial dans le chenal. Une valeur de 160 m du chenal a été retenu dans ce projet comme longueur du chenal.

Le tableau 18 ci-dessous résume les résultats du calcul de $y_n$et y_c.

Tableau 18: Calcul du tirant d'eau normal et du tirant d'eau critique

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Débit évacué ou laminé	Qev	636.60	m^3/s
Longeur déversante	Ld	160.00	m
Débit linéique	Qev/Ld	3.98	$m^{2/}s$
Fruit des berges	m	0	-
Coefficient de Strickler	Ks	75	-
Hauteur critique Yc	Yc	1.18	m
Surface critique (Sc)	Sc	188.82	m^2
Périmètre critique (Pc)	Pc	162.36	m
Rayon critique (RHc)	RHc	1.16	m
Pente critique	Ic	0.17	%
Pente retenue	I	0.16	%
Tirant d'eau normal	Yn	1.19	m
Revanche du chenal	R	0.5	m
Hauteur du chenal	H	1.70	m

V.3.3 Dimensionnement du coursier

V.3.3.1. Calcul du convergent

Le calcul de largeur du coursier a donné une valeur de 14 m. Ainsi la longueur minimum du convergent est de 365 m.

V.3.3.2. Calcul du tirant d'eau y

Le tirant d'eau moyen à l'intérieur du coursier a été déterminé à partir des hypothèses de dimensionnement que sont :

- Perte de charge singulière : js = 0 ;
- Perte de charge linéaire : j = 0,2 * ΔH

A la section de contrôle on a $y = y_c$.

Le tirant d'eau a été obtenu par interpolation linéaire du tracé de la ligne d'eau. Ainsi six (6) sections ont été définies de manière à couvrir la totalité de la longueur du coursier avec un pas de 60 m partant de la section de contrôle jusqu'à l'entrée du bassin de dissipation. Le résumé du principe de la méthode utilisée est présenté dans le tableau en annexe 13.

Le tirant d'eau moyen obtenu est de 4, 4 m.

La valeur de y_m étant trop élevé, une autre itération a été faite en adoptant une valeur de largeur du coursier de 45 m dans le but de réduire la profondeur y_m. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 19 ci-après :

Tableau 19: Ajustement de la valeur du tirant d'eau moyen du coursier

Sections	ΔH (m)	Hs (m)	$Q / \sqrt{(2g \cdot l \cdot Hs^{3/2})}$	y/Hs	d (m)	y (m)	ym (m)
Section 1	1,77	1,42	1,90	0,7	0	0,991	1,327
Section 2	2,01	1,61	1,57	0,7	80	1,126	
Section 3	2,25	1,80	1,32	0,7	160	1,260	
Section 4	2,49	1,99	1,14	0,7	240	1,395	
Section 5	2,73	2,18	0,99	0,7	320	1,529	
Section 6	2,97	2,38	0,87	0,7	400	1,663	

Les annexes 14 et 15 nous donne les différents paramètres de dimensionnement du coursier.

V.3.4 Dimensionnement du bassin de dissipation

V.3.4.1. Détermination du tirant d'eau à l'aval

Pour le bassin de dissipation nous avons choisi un bassin de forme rectangulaire.

La largeur du chenal ici a été fixé à 45 m et un débit de dimensionnement de 636,6 m3/s.

Le tirant d'eau normal retenu est de l'ordre de 2,76 m.

V.3.4.2. Détermination de l'enfoncement D du bassin

En considérant une charge d'eau de 1,5 m, un tirant d'eau normal de 2,76 m à l'aval du bassin de dissipation et une hauteur H0 de 10 m, on obtient un enfoncement du bassin :

$$0{,}05 \leq \frac{h}{H_0} = 0{,}15 \leq 0{,}7$$

$$0{,}1 \leq \frac{y_n}{H_0} = 0{,}28 \leq 0{,}8$$

En utilisant l'abaque, la lecture donne D/H0 = 0,04 m. On a donc ***D = 0,4 m***

V.3.4.3. Dimensionnement de la vitesse V1 et y1

Les valeurs des paramètres V1 et y1 sont obtenues à partir d'un calcul itératif présenté dans respectivement à l'annexe 14.

Nous avons donc la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation V1= 12,8 m/s et la profondeur du tirant d'eau à l'entrée y1= 1,1 m.

V.3.4.4. Calcul du nombre de Froude et de la longueur du bassin

A partir des résultats précédents, la valeur du nombre de Froude a été déterminé et correspond à Fr = 3,9

Quant à la profondeur conjuguée y2, elle est égale à y2 = 6,1 m.

Le type de bassin de dissipation est obtenu en considérant la valeur du nombre de Froud et la vitesse à l'entrée. Ainsi pour une valeur du nombre de Froud comprise entre 2,5 < F < 4,5 nous avons un bassin de type I (voir annexe 15). Pour ce type de bassin, nous avons une phase transitoire avec un ressaut instable et difficile à contrôler. La résolution de ce problème passe par l'application de l'équation suivante qui nous permet de calculer y'2 qui permet d'amortir le mouvement des vagues.

Nous avons donc : $y'_2 = 1{,}1 * y_2$

Le calcul nous donne $y'_2 = 6{,}7$ m

V.4. Dimensionnement de la station de traitement

Dans cette partie, il s'agira de présenter les résultats de dimensionnement de la station de traitement allant du prétraitement jusqu'aux unités de traitement et équipements associés.

V.4.1 Le dégrilleur

Les paramètres obtenus pour le dimensionnement du dégrilleur permettent au dégrilleur d'assurer une élimination efficace des déchets grossiers et de limiter les risques de colmatage tout en garantissant un bon écoulement de l'eau. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 20 ci-après :

Tableau 20: Paramètres du dégrilleur

Paramètres	Résultats	Valeurs retenues
Surf mouillée (m^2)	0,98	1,5
Encombrement des barres Θ	0,8	0,8
Longueur L_0 (m)	1,4	1,5
Largeur l (m)	0,7	1,0
Nombre barres verticales	15,8	16,0
Nombre barres horizontales	33,9	34,0

V.4.2 Le dessableur

Le tableau 21 nous résume les paramètres ayant servi au dimensionnement du dégrilleur. Le dimensionnement du dessableur nous a permis d'obtenir une longueur de 2 m et une largeur de 1 m. Aussi le temps de séjour théorique (h/Vc=5 s) de la plus petite particule de l'eau dans le dessableur avant sa sortie est inférieur au temps de séjour de l'eau dans le dessableur (L/Vh=6,7 s). Ainsi, le temps de séjour de même que la vitesse retenues (0,3 m/s) restent dans l'intervalle recommandé garantissant le dépôt su sable (Degrémont, 1989).

Tableau 21: Paramètres du dessableur

Paramètres	Résultats	Valeurs retenues
Surface horizontale (m^2)	1,4	1,5
Surface verticale (m^2)	1,4	1,5
Largeur dessableur (m)	0,9	1,0
Longueur dessableur (m)	1,5	2,0
Temps de séjour particules	5	5
Temps de séjour eau	6,7	6,7

V.4.3 Le répartiteur

Dans la conception fait, le répartiteur jour à la fois un rôle de distribution de débit et lieu d'introduction des produits de coagulation-floculation. La longueur déversant de 1 m obtenu permet une répartition homogène de l'eau entre les unités ce qui a pour effet de limiter les déséquilibres hydrauliques. Le volume obtenu pour un temps de contact de 60 min est suffisant pour assurer des conditions favorables au début du processus de coagulation-floculation et contribuera à l'efficacité des étapes de traitement en aval.

Tableau 22: Caractéristiques du répartiteur

Paramètres	Résultats	Valeurs retenues
Temps de contact (min)	-	60
Longueur déversant	1,1	1,0
Volume utile (m3)	24,8	25,0

V.4.4 Le décanteur

Le tableau 23 ci-dessous présente les résultats du dimensionnement du décanteur.

Tableau 23: Paramètres du décanteur

Paramètres	Résultats	Valeurs retenues
Surface de décantation lamellaire (m^2)	61,9	62,0
Largeur lamellaire (m)	5,6	6,0
Longueur lamellaire (m)	11,1	11,0
Pourcentage actif (%)	0,7	0,7
Surface d'un lit de boue Slit	70,8	71,0
Surface en miroir Smir	82,5	83,0
Surface projetée Sp (m^2)	433,4	434,0
Nombre de tubes ondulés	1340,3	1341,0
Temps de séjour (h)	0,5	0,5

V.4.5 La filtration

Le rôle du décanteur est la séparation des particules en suspension dans l'eau. Le temps de séjour obtenu après calcul reste relativement faible comparé aux pratiques habituelles de la décantation classique (1h à 3h) (Degrémont,1989).

Cependant l'adoption de cette valeur peut être justifiée par une optimisation du procédé en amont notamment au niveau de la coagulation-floculation. Les paramètres de dimensionnement des filtres sont présentés dans le tableau 24

Tableau 24: Caractéristiques des filtres

Paramètres	Résultats	Valeurs retenues
Surface totale filtre S_{tf} (m^2)	135,1	135,0
Hauteur totale du filtre H_t (m)	2,9	3,0
Volume total des filtres (m^3)	391,7	392,0
Surface d'un filtre S_f (m^2)	16,9	17,0
Largeur l_f (m)	2,9	3,0
Longueur L_f (m)	5,8	6,0
Volume d'un filtre V_f (m^3)	49,0	49,0

Paramètres	Résultats	Valeurs retenues
Débit d'eau par filtre (m^3/h)	185,7	186,0
Débit d'eau de lavage (m^3/h)	337,7	338,0
Débit d'air de lavage (m^3/h)	928,6	930,0

V.5. Etude des besoins

V.5.1 Besoins humains

V.5.1.1. Paramètres d'évolution des besoins en eau

Les paramètres ayant servi à l'évaluation des besoins en eau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 25: Tableau des hypothèses de dimensionnement

Paramètres	H0+0	H0+5	H0+10	H0+15	H0+20	H0+25	H0+30
Années	2025	2030	2035	2040	2045	2050	2055
Taux d'accroissement	2,55%	2,55%	2,55%	2,55%	2,55%	2,55%	2,55%
Conso Sp raccordés	40	42,5	45	47,5	50	52,5	55
Conso Sp non raccordée	25	25	25	25	25	25	25
Pas de raccordement	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
Taux de raccordement	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9
Coefficient pointe saisonnière	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Coefficient pointe journalière	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
Coefficient pointe horaire	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Rendement réseau	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Rendement de traitement	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Temps de pompage	20	20	20	20	20	20	20

V.5.1.2. Evolution de la population

Partant sur les hypothèses de projection, l'évolution de la population se présente comme suit dans le tableau 26 selon les localités considérées :

Tableau 26: Evolution des populations au cours des années

Localités	2021	Population projetée						
		2025	2030	2035	2040	2045	2050	2055
EDIAKRO	394	436	494	561	636	721	818	927
AHOUNIASSOU	850	940	1 066	1 209	1 372	1 556	1 764	2 001
AHUA	1 630	1 803	2 045	2 319	2 630	2 983	3 383	3 837
AKESSÈMOSSOU	444	491	557	632	716	813	922	1 045
EBIMOLOSSOU	1 130	1 250	1 417	1 608	1 823	2 068	2 345	2 660
KOLIBO	383	424	480	545	618	701	795	902
KROKOKRO	644	712	808	916	1 039	1 179	1 337	1 516
TROUMABO	518	573	650	737	836	948	1 075	1 219
DIMBOKRO	56 251	62 212	70 559	80 026	90 763	102 940	116 752	132 417

V.5.1.3. Estimation des besoins en eau et débits

Les besoins en eau et les différents débits présentés dans le tableau suivant ont été obtenus à partir de la demande en eau des populations, du taux de raccordement à chaque horizon du projet et des rendements.

Tableau 27: Besoin de jour de pointe et débit de dimensionnement

Paramètres/Horizons	H0	H0+5	H0+10	H0+15	H0+20	H0+25	H0+30
	2025	2030	2035	2040	2045	2050	2055
Besoins domestiques (m^3/j)	2570	3119	3792	4618	5629	6863	8367
Besoins non domestiques (m^3/j)	257	312	379	462	563	686	837
Besoins journalier moyen (m^3/j)	2827	3430	4171	5080	6192	7549	9204
Besoin jour de pointe (m^3/j)	3562	4322	5256	6401	7801	9512	11597
Besoin jour de pointe eau brute (m^3/j)	4412	5353	6509	7926	9661	11780	14362
Débit de production (Qp) m^3/h	220,6	267,6	325,4	396,3	483,1	588,9	718,1
Débit d'adduction (Qadd)	209,5	254,2	309,1	376,5	458,9	559,5	682,2
Débit de distribution (m^3/h)	171	225	295	385	501	649	837

Le débit de production retenu est de 750 m^3/h. Ainsi à l'horizon H_0+30, la ville de Dimbokro aura un besoin de production de 750 m^3/h alors que la production actuelle est de 300 m^3/h soit un déficit de 450 m^3/h. Ce déficit de production sera reparti en deux phases :

- Phase 1 avec un débit de production de 250 m^3/h ;
- Phase 2 avec un débit de production de 200 m^3/h.

V.5.1.4. Besoins prélevés au barrage pour l'AEP

En considérant une période de sécheresse de six mois, un temps de fonctionnement de 20h et un débit de production de 750 m^3/h à l'horizon H_0+30 ans, il faudra mobiliser une quantité d'eau de 2 592 000 m^3.

V.5.2 Les besoins globaux

Les besoins globaux s'obtiennent en faisant la somme des besoins humains et ceux du bétail. Ainsi la réserve utile nécessaire afin de répondre aux besoins est de 2 604 269 m^3.

V.5.3 Dimensionnement des diamètres des conduites

V.5.3.1. Dimensionnement de la conduite de refoulement exhaure-STEP

☞ **Choix du diamètre de la conduite**

Le dimensionnement de la conduite de refoulement s'est fait en utilisant les formules classiques. La distance de l'exhaure à la STEP est de 9 826 m. Le débit de production de 400 m3/h sera exploité en deux phases :

- A la phase 1 nous aurons 200 m^3/h
- A la phase 2 avec 200 m^3/h.

Les tableaux 28 et 29 résument le dimensionnement des conduites au niveau des deux phases :

Tableau 28: Dimensionnement de la conduite d'adduction phase 1

DIAMETRE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT (Phase 1)									
Formule	Qexpl (m3/h)	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	U(m/s)	Flamant	Vérification	GLS	Vérification
Bresse	250	395,28	416,2	400	0,51	1,02	Oui	2,9	Oui
Bresse modifiée		328,83	314,6	300	0,89	0,91	Oui	2,5	Oui
Munier		368,93	314,6	350	0,89	0,91	Oui	2,5	Oui
Bonin		263,52	262,6	350	1,28	0,86	Non	2,3	Oui
Bedjaoui		334,67	314,6	300	0,89	0,91	Oui	2,5	Oui

Tableau 29: Dimensionnement de la conduite d'adduction phase 2

DIAMETRE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT (Phase 2)									
Formule	Qexpl (m^3/h)	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	U (m/s)	Flamant	Vérification	GLS	Vérification
Bresse	450	530,33	416,2	400	0,92	1,02	Oui	2,9	Oui
Bresse modifiée		400,00	416,2	400	0,92	1,02	Oui	2,9	Oui
Munier		494,97	366,0	400	1,19	0,97	Oui	2,7	Oui
Bonin		353,55	366,0	350	1,19	0,97	Non	2,7	Oui
Bedjaoui		449,01	416,2	400	0,92	1,02	Oui	2,9	Oui

Le diamètre retenu pour la conduite de refoulement doit être celui qui respecte les conditions de vitesse, la condition de Flamant et celle de GLS dans les deux phases. Cependant dans notre cas la conduite de diamètre intérieur Ainsi le diamètre retenu est **Dint = 416,2 mm** de diamètre nominal **DN = 400 C40.** Le matériau de la conduite de refoulement est de la fonte.

☞ **Calcul de la HMT**

Les tableaux 30 et 31 ci-dessous présentent les résultats du calcul de la HMT de la conduite quittant l'exhaure à la STEP lors des différentes phases.

Tableau 30: Calcul de la HMT exhaure-STEP phase 1

Hauteur Manométrique Exhaure-STEP (phase1)		
Paramètres	Unité	Valeur
Débit	[m³/h]	250
Débit	[m³/s]	0,07
Coefficient de perte de charge singulière	-	1,1
Longueur conduite de refoulement	[m]	9826
Diamètre intérieur de la conduite de refoulement	[m]	0,41
Perte de charge conduite de refoulement	[m]	7,7
Côte prise Exhaure	[m]	76
Côte STEP	[m]	110
Hauteur géométrique	[m]	34
Hauteur Manométrique calculée	[m]	41,7
Hauteur Manométrique retenue	[m]	50

Tableau 31: Calcul de la HMT exhaure-STEP phase 2

Hauteur Manométrique Exhaure-STEP (phase2)		
Paramètres	Unité	Valeur
Débit	[m³/h]	450
Débit	[m³/s]	0,13
Coefficient de perte de charge singulière	-	1,1
Longueur conduite de refoulement	[m]	9826
Diamètre intérieur de la conduite de refoulement	[m]	0,41
Perte de charge conduite de refoulement	[m]	22,9
Côte prise Exhaure	[m]	76
Côte STEP	[m]	110
Hauteur géométrique	[m]	34
Hauteur Manométrique calculée	[m]	56,9
Hauteur Manométrique retenue	[m]	60

☞ **Détermination du point de fonctionnement**

Le point de fonctionnement est l'indicateur permettant de donner le débit que peut fournir la pompe à une HMT donnée. Il est obtenu à partir de la courbe caractéristique de la pompe qui est fournie par le constructeur avec la courbe du réseau qui elle est obtenue par la hauteur géométrique et les pertes de charges. Le point d'intersection de ces deux courbes indique le point de fonctionnement. La figure 16 suivante montre les caractéristiques du point de fonctionnement de la pompe.

Elle est de type GRUNDFOS NK 150-500/489 avec les caractéristiques suivantes :

- ✶ Q = 495, 4 m^3/h
- ✶ Hauteur de pompage : 80,04 m

Ainsi au point de fonctionnement nous avons :

- ✶ Le débit Q= 610 m^3/h
- ✶ Hauteur H= 68 m
- ✶ Rendement de la pompe : 78%

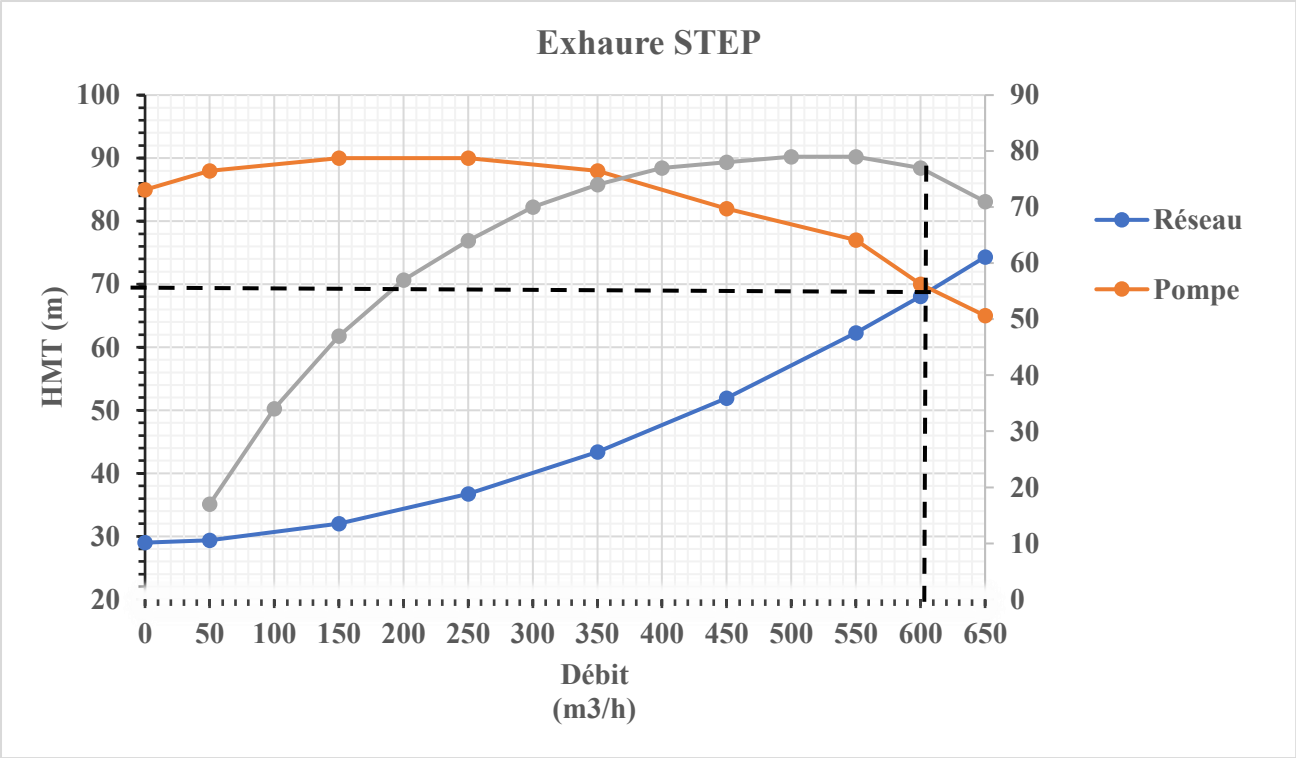


Figure 15: Point de fonctionnement de la pompe

☞ **Simulation de la conduite de refoulement**

La simulation du réseau permet de vérifier certains paramètres comme la vitesse et la pression afin de s'assurer qu'elles n'auront pas d'effets négatifs sur la conduite. Cette simulation se fait sur le logiciel Epanet. Les résultats de simulation sont présentés dans les figures 17 et 18 ci-dessous.

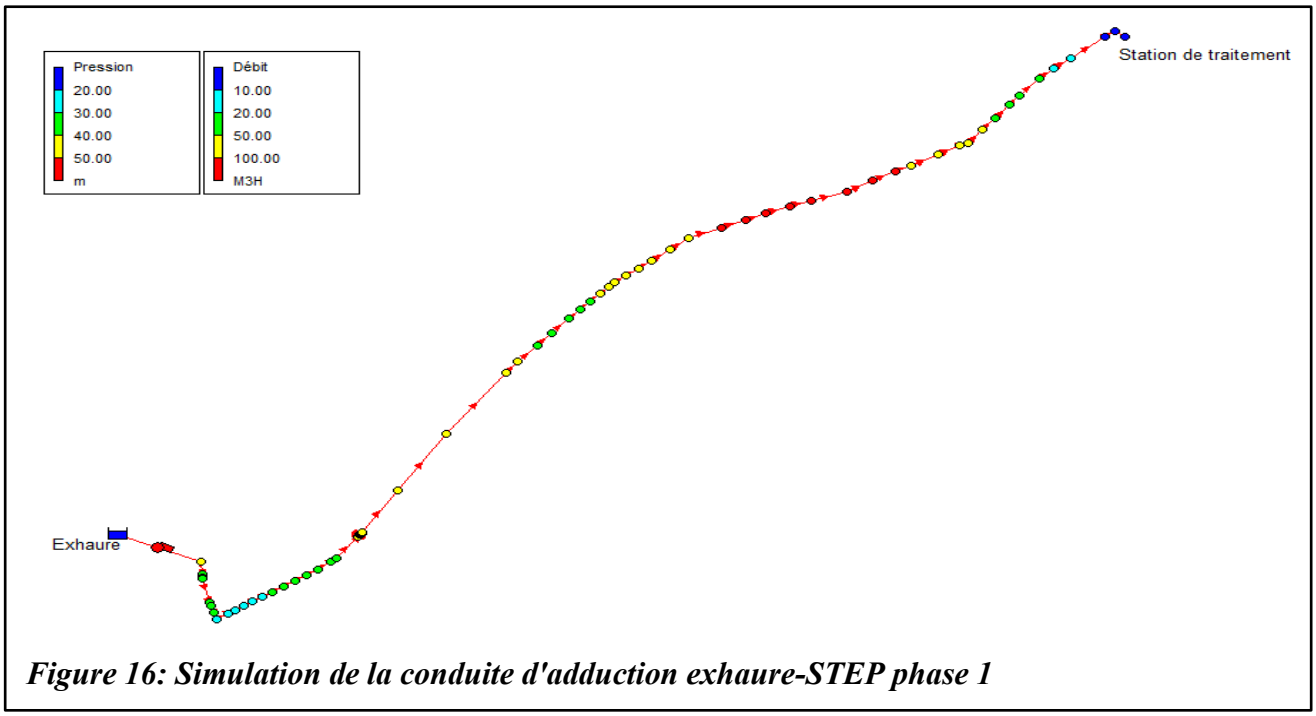


Figure 16: Simulation de la conduite d'adduction exhaure-STEP phase 1

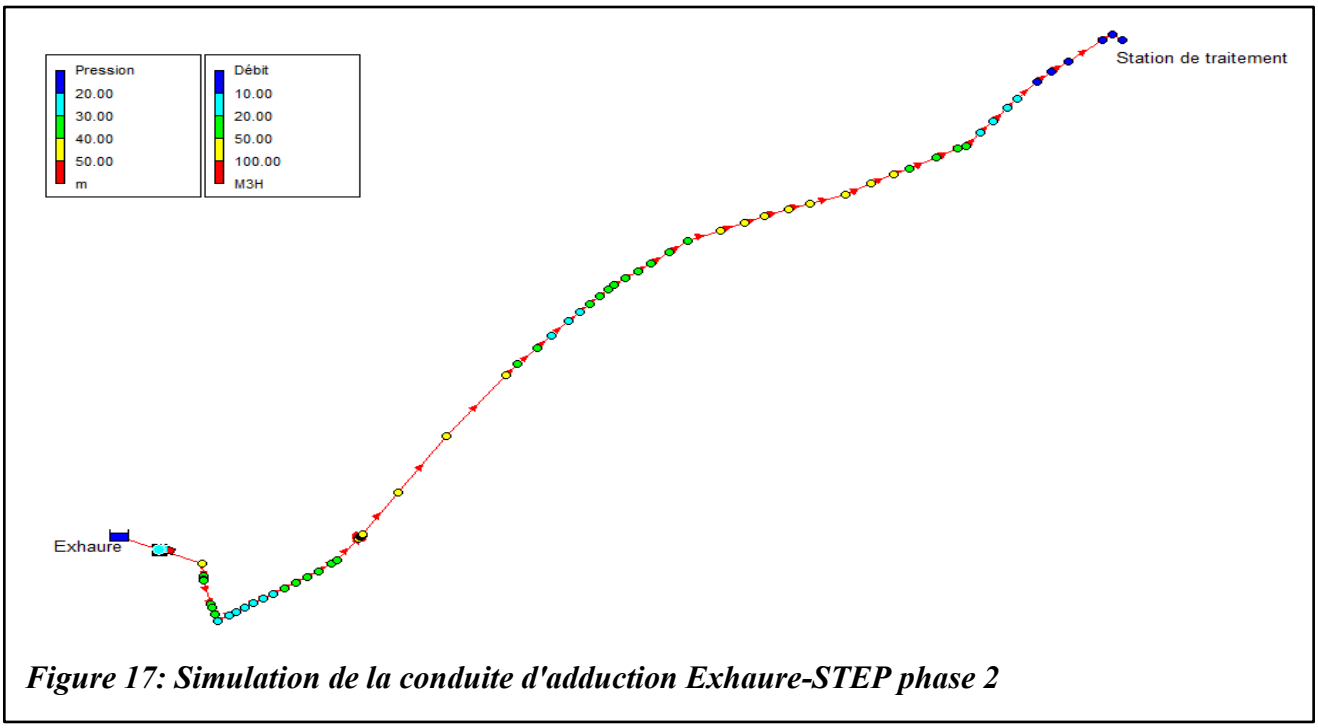


Figure 17: Simulation de la conduite d'adduction Exhaure-STEP phase 2

Lors de la simulation nous avons une pression de 2 bars au point final (station de traitement). Cela indique que nous avons un fonctionnement satisfaisant permettant de transporter l'eau jusqu'à la STEP. Le dimensionnement adopté garantit des conditions d'exploitations acceptable du réseau.

☞ **Vérification du coup de bélier**

L'étude du coup de bélier permet de vérifier s'il existe des risques que la conduite se dégrade à travers des évènements de surpression ou de dépression. Il est provoqué par l'arrêt ou la mise en marche d'une pompe de manière brusque. Le tableau 32 présente les résultats de calcul du coup de bélier

Tableau 32: Calcul du coup de bélier

Paramètres	Unités	Valeurs
Diamètre nominale de la conduite de refoulement	[m]	0,4
Diamètre intérieur de la conduite de refoulement	[m]	0,4
Epaisseur de la conduite de refoulement	[m]	0,006
Module d'élasticité de la fonte	[N/m^2]	1,70E+11
Module d'élasticité de l'eau	[N/m^2]	2,00E+09
Masse volumique de l'eau	[kg/m^3]	1000
Célérité	[m/s]	1058,72
Vitesse d'eau dans la conduite de refoulement	[m/s]	0,92

Variation de pression ΔP	[m]	99,12
HMT	[m]	60
Surpression Hmax totale	[m]	159,12
Dépression Hmin	[m]	-39,12
Pression nominale de la conduite	[m]	160
Pression maximale admissible	[m]	192

- **Surpression** : les résultats montrent que la surpression est inférieure à la pression admissible de la conduite Exhaure-STEP. La surpression dans la conduite ne pont donc pas engendrer de coups de béliers ;
- **Dépression** : la dépression dans la conduite d'adduction est inférieure négative ($HMT - \Delta P < 0$). Cela peut entrainer des phénomènes de cavitation ou d'écrasement de la conduite.

Ces résultats nous emmènent en plus d'intégrer des dispositifs de protection anti-bélier et de cavitation (réservoir anti-bélier, soupapa d'air) à choisir une conduite avec une pression nominale plus élevée pour plus de précaution. La conduite choisie aura un **PN16.**

V.5.3.2. Dimensionnement de la conduite de refoulement STEP-château

☞ **Choix du diamètre de la conduite**

La distance de l'exhaure à la STEP est de 10 366 m

Les tableaux 34 et 35 montrent le dimensionnement de la conduite de refoulement lors des deux phases du projet.

Tableau 33: Dimensionnement de la conduite de refoulement STEP-château phase 1

DIAMETRE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT (Phase 1)									
Formule	Qexpl (m^3/h)	Dth (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	U (m/s)	Flamant	Vérification	GLS	Vérification
Bresse	250	395,28	416,2	400	0,51	1,02	Oui	2,9	Oui
Bresse modifiée		328,82	314,6	300	0,89	0,91	Oui	2,5	Oui
Munier		368,93	314,6	350	0,89	0,91	Oui	2,5	Oui
Bonin		263,52	262,6	350	1,28	0,86	Non	2,3	Oui
Bedjaoui		334,67	314,6	300	0,89	0,91	Oui	2,5	Oui

Tableau 34: Dimensionnement de la conduite de refoulement STEP-château phase 2

DIAMETRE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT (Phase 2)									
Formule	Qexpl (m^3/h)	D_{th} (mm)	D_{int} (mm)	DN (mm)	U (m/s)	Flamant	Vérification	GLS	Vérification
Bresse	450	530,33	416,2	400	0,92	1,02	Oui	2,9	Oui
Bresse modifiée		400	416,2	400	0,92	1,02	Oui	2,9	Oui
Munier		494,97	366	400	1,19	0,97	Oui	2,7	Oui
Bonin		353,55	366	350	1,19	0,97	Non	2,7	Oui
Bedjaoui		449,02	416,2	400	0,92	1,02	Oui	2,9	Oui

Le diamètre respectant les conditions de vitesse, la condition de Flamant et celle de GLS dans les deux phases sera retenue. Le diamètre retenu est **Dint = 416,2 mm,** de diamètre nominal **DN = 400 C40.** La conduite sera en fonte ductile.

☞ **Calcul de la HMT**

Les tableaux 35 et 36 ci-dessous présentent les résultats du calcul de la HMT de la conduite quittant la STEP au château d'eau.

Tableau 35: Calcul de la HMT STEP-château phase 1

Hauteur Manométrique STEP-Château (phase 1)		
Paramètres	Unité	Valeur
Débit	[m^3/h]	250
Débit	[m^3/s]	0,069
Coefficient de perte de charge singulière	-	1,1
Longueur conduite de refoulement	[m]	10366
Diamètre intérieur de la conduite de refoulement	[m]	0,41
Perte de charge conduite de refoulement	[m]	8,146812464
Côte TN Exhaure	[m]	110
Côte radier Château	[m]	142
Hauteur géométrique	[m]	32
Pression résiduelle	[mCE]	10
Hauteur Manométrique calculée	[m]	50,14681246
Hauteur Manométrique retenue	[m]	55

Tableau 36: Calcul de la HMT STEP-château phase 2

Hauteur Manométrique STEP-Château (phase 2)		
Paramètres	Unité	Valeur
Débit	[m³/h]	400
Débit	[m³/s]	0,1111
Coefficient de perte de charge singulière	-	1,1
Longueur conduite de refoulement	[m]	10366
Diamètre intérieur de la conduite de refoulement	[m]	0,41
Perte de charge conduite de refoulement	[m]	19,454
Côte pompe	[m]	110
Côte radier Château	[m]	142
Hauteur géométrique	[m]	32
Pression résiduelle	[mCE]	10
Hauteur Manométrique calculée	[m]	61,454
Hauteur Manométrique retenue	[m]	70

- **Détermination du point de fonctionnement**

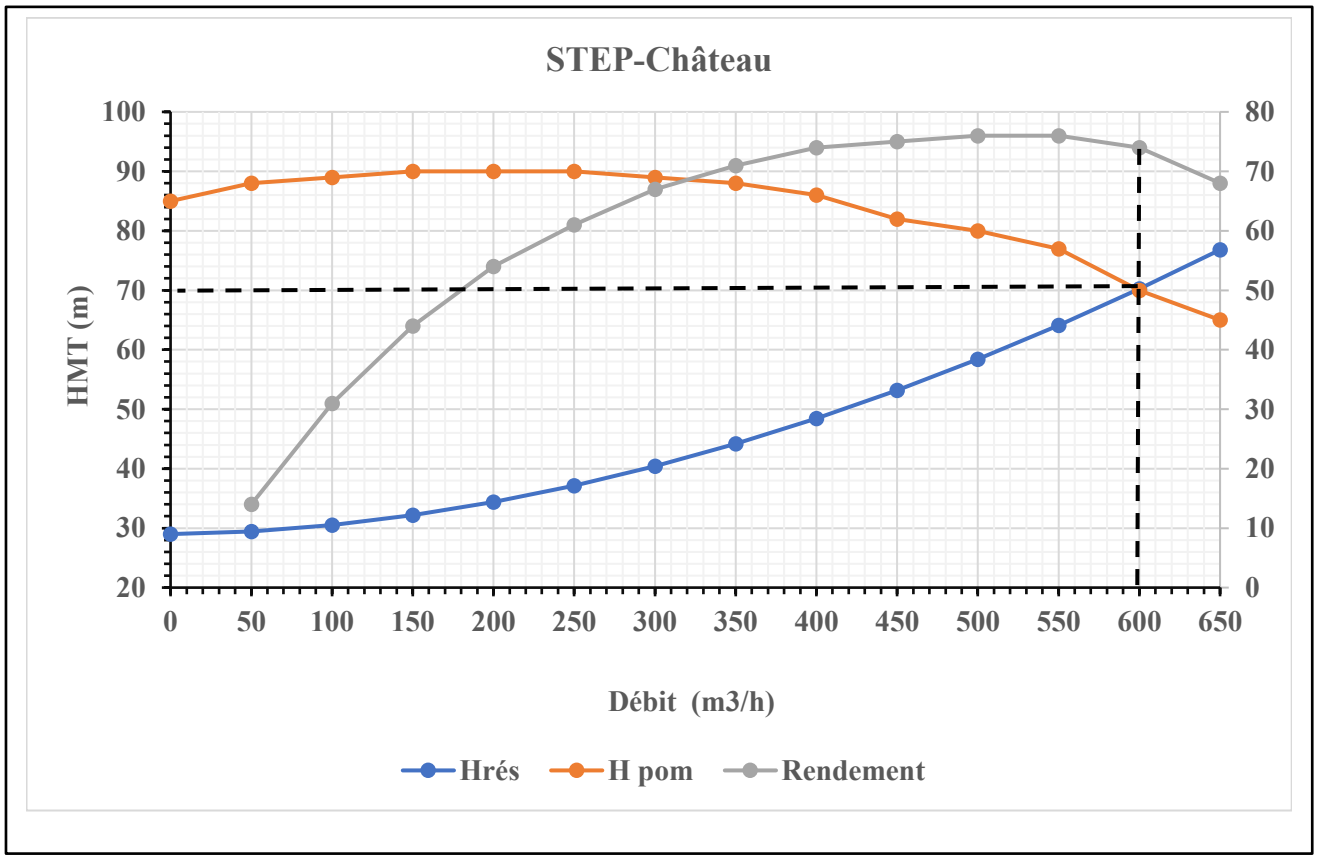
Le point de fonctionnement est l'indicateur permettant de donner le débit que peut fournir la pompe à une HMT donnée. Il est obtenu à partir de la courbe caractéristique de la pompe qui est fournie par le constructeur avec la courbe du réseau qui elle est obtenue par la hauteur géométrique et les pertes de charges. Le point d'intersection de ces deux courbes indique le point de fonctionnement.

La pompe choisie est de type GRUNDFOS NK 150-500/489 avec les caractéristiques suivantes :

- Q = 495,4 m^3/h
- Hauteur de pompage : 80,04 m

Au point de fonctionnement nous avons les coordonnées suivantes :

- Débit Q = 600 (m^3/h)
- Hauteur H = 70 m
- Rendement de la pompe : 74%



☞ **Simulation de la conduite de refoulement**

Les figures 20 et 21 ci-dessous nous montrent le résultat de cette simulation.

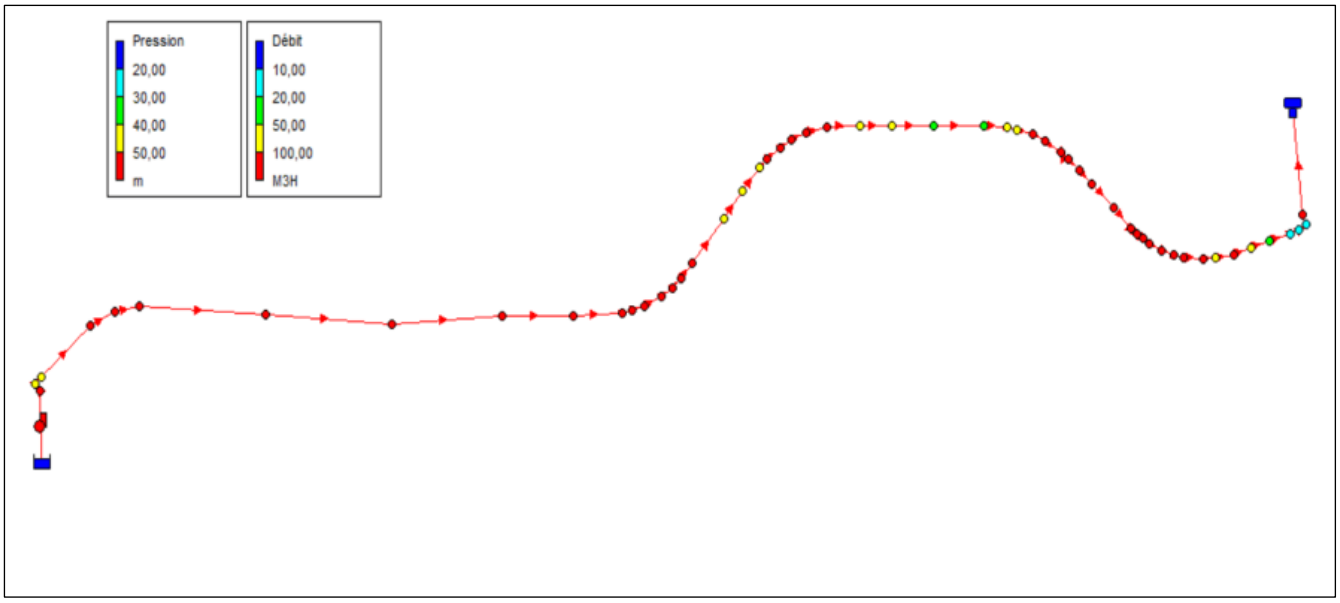


Figure 19: Simulation du réseau de la conduite de refoulement STEP-château phase 1

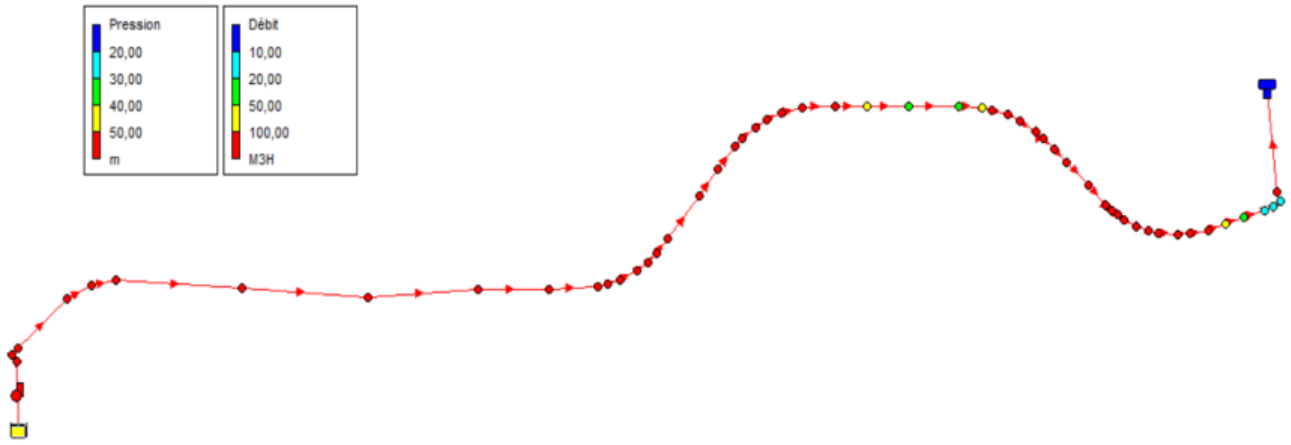


Figure 20: Simulation du réseau de la conduite de refoulement phase 2

Les simulations hydrauliques réalisées sous EPANET sur la conduite reliant la STEP au château d'eau révèlent la présence de plusieurs nœuds critiques au sein du réseau. Cependant, les pressions obtenues au point terminal (le château d'eau) restent conformes aux exigences minimales de fonctionnement ce qui traduit la capacité du réseau à assurer correctement le transfert de l'eau.

- **Vérification du coup de bélier**

Le tableau 37 présente les résultats de calcul du coup de bélier de la conduite de refoulement.

Tableau 37: Calcul du coup de bélier

Paramètres	Unités	Valeurs
Diamètre nominale de la conduite de refoulement	[m]	0,4
Diamètre intérieur de la conduite de refoulement	[m]	0,4
Epaisseur de la conduite de refoulement	[m]	0,006
Module d'élasticité de la fonte	[N/m^2]	1,7E+11
Module d'élasticité de l'eau	[N/m^2]	2,00E+09
Masse volumique de l'eau	[kg/m^3]	1000
Célérité	[m/s]	1058,71579
Vitesse d'eau dans la conduite de refoulement	[m/s]	0,92
Accélération de la pesanteur	[m/s^2]	9,81
Variation de pression ΔP	[m]	99,1177863
HMT	[m]	70
Surpression Hmax	[m]	169,117786

Dépression Hmin	[m]	-29,117786
Pression nominale de la conduite	[m]	160
Pression maximale admissible	[m]	192

- **Surpression** : les résultats montrent que la surpression est supérieure à la pression admissible de la conduite STEP-château.
- **Dépression** : La dépression calculée dépasse la dépression admissible de la conduite.

L'étude du coup de bélier met en évidence que les pressions transitoires générées dans la conduite d'adduction STEP–château dépassent les limites admissibles de l'ouvrage. Les surpressions calculées sont supérieures à la pression nominale de la conduite, exposant celle-ci à un risque de rupture. Par ailleurs, les dépressions enregistrées atteignent des valeurs inférieures aux limites admissibles, pouvant entraîner des phénomènes de cavitation, de séparation de la colonne d'eau et d'infiltration d'eaux extérieures. Ces résultats montrent que la conduite ne peut fonctionner en toute sécurité sans dispositif de protection contre les régimes transitoires. Il est donc indispensable de mettre en place des équipements de protection (anti-bélier, ventouses anti-vide, soupapes de décharge ou arrêt progressif des pompes) afin de maintenir les pressions dans les limites admissibles et d'assurer la pérennité du système d'adduction. Aussi pour limiter tout risque, une conduite PN 16 sera prise.

V.5.3.3. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau structurant pour le renforcement du système AEP a été fait en affectant à chaque localité sont débit de distribution. Dans ce réseau nous avons privilégié la pression à la vitesse en augmentant les diamètres de conduite afin d'avoir une pression satisfaisante d'au moins un (1) bar aux nœuds terminaux. Ainsi les vitesses varient entre 0,35 m/s et 1,07 m/s tandis que les pressions elles vont de 16,82 mCE à 69,87 mCE soit entre environ 1,7 bars et 7 bars. Le tableau de calcul est présenté dans le tableau en annexe 16.

☞ **Choix du type de réseau**

Pour le choix du type de réseau nous avons opté pour un réseau ramifié. C'est un système qui est économique, permet une meilleure répartition des pressions et convient à notre zone d'étude. La distribution se fera de manière gravitaire à partir du château d'eau surélevé afin d'avoir une pression de service minimale aux points les plus éloignés.

☞ **Simulation du réseau sur EPANET**

La figure ci-dessous nous montre les résultats de la simulation du réseau de distribution de la ville de Dimbokro sur le logiciel EPANET. Ce résultat présente également les différentes pressions aux nœuds et à différents endroits.

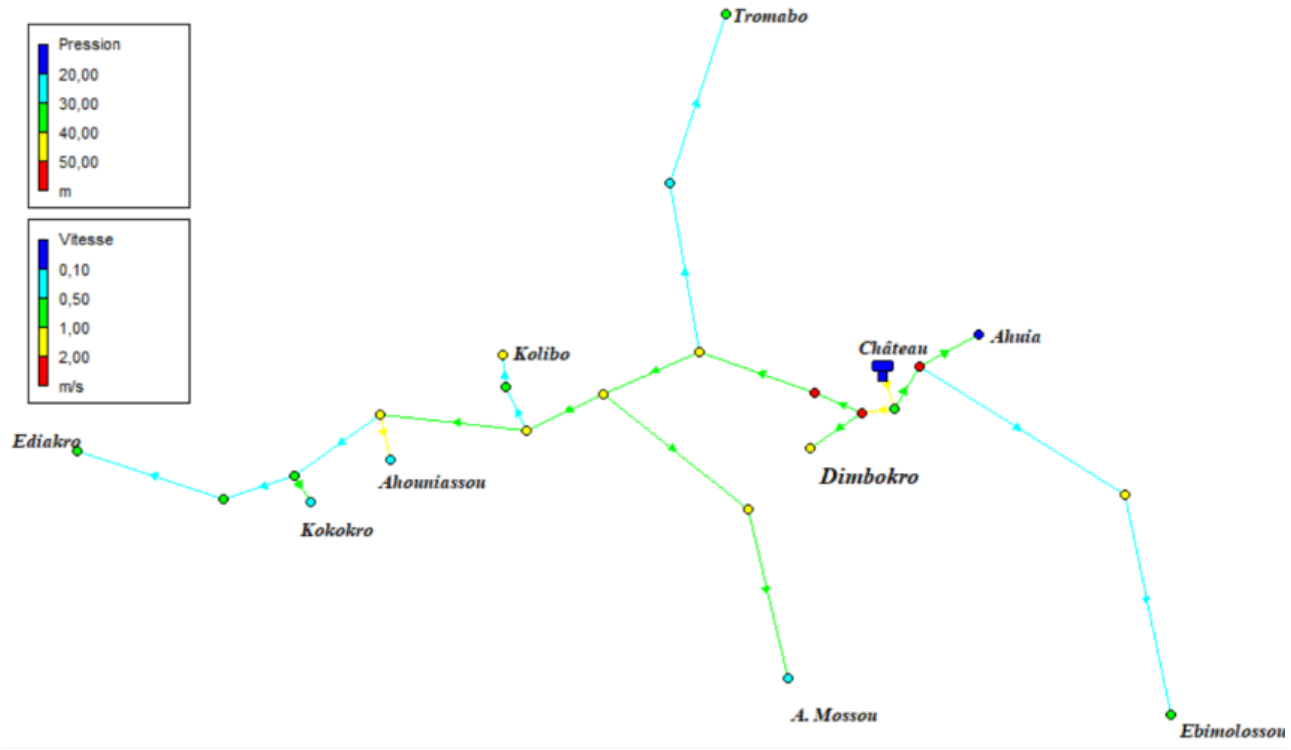


Figure 21: Courbe hauteur-volume de la retenue

VI. ETUDE FINANCIERE

Dans cette partie nous présenterons les coûts estimatifs de réalisation des travaux. Nous présenterons un devis quantitatif et estimatif pour la réalisation des différents travaux de notre projet.

VI.1. Coût de réalisation du projet

L'ensemble des travaux y compris le suivi et le contrôle des travaux est estimé à 12 138 749 957 FCFA TTC. Le tableau 38 ci-dessous donne le récapitulatif du coût des travaux.

Tableau 38: Récapitulatif du coût de réalisation des travaux

RECAPITULATIF	
Désignation	**Prix**
Section A : installation générale pvc chantier	520 000 000
Section B : réalisation et équipement d'une station d'exhaure pvc 400 m^3/h	211 670 000

Section C : réalisation et équipement d'une station traitement pvc 400 m^3/h	3 702 431 235
Section D: construction et équipement hydraulique pvc château d'eau pvc 400 m^3 à Dimbokro	1 339 990 000
Section E : fourniture et pose pvc conduite pvc refoulement et d'adduction et pvc pièces spéciales	2 574 480 000
Section F : fourniture et pose pvc conduite pvc réseau pvc distribution et pvc pièces spéciales	1 355 545 000
Section G : équipements électriques	470 500 000
Section H : automatisme et pvc télégestion sites (exhaure, STEP, Res)	112 460 000
Montant hors TVA	10 287 076 235
Tva 18%	1 851 673 722
Montant travaux - TTC	12 138 749 957

VI.2. Amortissement des équipements

L'amortissement est la « détérioration » des équipements au fil des années lors de leur utilisation. Cette « usure » du matériel entraine la perte de sa valeur. Il se calcul de la manière suivante :

$$A = \frac{\text{Coût d'achat}}{\text{Durée de vie de l'équipent considéré}}$$

Le tableau 39 ci-dessous donne le coût d'amortissement des équipements.

Tableau 39: Calcul de l'amortissement des équipements

Désignations	Prix d'achat	Durée de vie	Amortissement
Pompe de prise	368 500 000,00	30	12 283 333,33
Pompe de retro lavage	73 474 069,92	25	2 938 962,80
Conduites en fonte ductile	2 451 657 500,00	90	27 240 638,89
Conduites en PVC	503 098 900,00	90	5 589 987,78
Château d'eau	-	100	-
Pompes doseuses	23 702 562,67	15	1 580 170,84
Raccordements électriques	270 000 000,00	35	7 714 285,71
Total amortissement annuel			49 633 093,64
Total amortissement à l'échéance du projet			744 496 404,62

VI.3. Charges d'exploitation

On appelle charges d'exploitations l'ensemble des dépenses effectuées pour l'achat des réactifs, les factures d'électricité, les frais d'entretien, la rémunération du personnel.

Pour notre projet nous fixons ces charges à 40% du coût global du projet. Elles s'élèvent à 3 761 515 539 FCFA.

VI.4. Etude de rentabilité économique

Dans cette partie il s'agira d'évaluer la rentabilité économique et financière du projet. Cette rentabilité se fonde sur la méthode coût/avantages. Les coûts et avantages qui résultent de ce bilan prennent en compte les coûts d'investissement et d'entretien ainsi que les avantages économiques.

VI.4.1 Coût d'entretien annuel

Les coûts d'entretien sont calculés en appliquant un taux annuel au coût d'investissement de chaque groupe de travaux et augmentés annuellement selon u taux d'inflation de 3% à compter de la première année. Les résultats du coût d'entretien sont résumés dans le tableau à l'annexe 17.

VI.4.2 Coûts d'exploitation annuel

Le coût unitaire de l'eau est estimé à 420 FCFA/ $m^{3.}$ Ainsi le coût unitaire par année est déterminé et résumé dans le tableau en annexe 18.

VI.4.3 Calcul des pertes

Ces pertes sont considérées comme des dépenses faites. C'est la somme des coûts d'entretien annuel et des coûts d'exploitation annuel. Les résultats de ces calculs sont consignés dans le tableau en annexe 19.

VI.4.4 Avantages économiques

Les avantages économiques du projet se résument aux avantages sanitaires en termes de bien-être de la population. Ses avantages sanitaires sont en autre l'accès à une eau potable dont l'incidence est la réduction des maladies d'origine hydrique. Les deux pathologies retenues sont la diarrhée et la fièvre typhoïde. Ces avantages sont calculés comme des coûts de traitement évités et des pertes de revenus évitées (jours de repos).

Ainsi les avantages sanitaires en termes de jours de repos évités et de mortalité évitée pour ces deux maladies ont été identifiés et calculés. Ils sont résumés dans le tableau en annexe 20.

VI.4.5 Calcul des gains

Les gains découlent de la somme des recettes de ventes d'eau et des avantages sanitaires. Les résultats sont consignés dans le tableau en annexe 21.

VI.4.6 Calcul du flux net

Le flux net représente la différence entre l'ensemble des avantages économiques générés par le projet et l'ensemble des coûts supportés au cours d'une année donnée. Les résultats du calcul se résumés dans le tableau en annexe 22.

VI.4.7 Calcul de VAN et du TRI

VI.4.7.1. Calcul de la valeur actuelle nette (VAN)

La valeur actuelle nette (VAN) a été calculée en utilisant la somme des flux nets du projet, actualisés à la date de référence T=0 qui correspond à l'année 2025 et en appliquant le taux d'actualisation retenue (taux d'actualisation= 6,5%). Les résultats de calcul sont consignés dans le tableau en annexe 23.

Les résultats montrent une valeur de la VAN>0. Ce qui signifie que le projet est rentable.

VI.4.7.2. Calcul du taux de rentabilité interne (TRI)

Le calcul du taux de rentabilité interne donne une valeur TRI=16,94%. Ce taux a été utilisé par un calcul itératif. Cette valeur correspond au taux d'actualisation pour lequel la VAN du projet est nulle. La valeur du TRI supérieur à la VAN nous confirme le caractère rentable de notre projet.

VII. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

La réalisation de tout travaux de l'envergure de notre projet génère des impacts environnementaux. Ces impacts doivent être identifiés et évalués afin de réduire leurs effets sur la population et l'environnement ou même de les éviter si possible.

En Côte d'Ivoire, le décret N° 2024-595 du 26 juin 2024 déterminant les règles et procédures applicables aux évaluations environnementales et sociales et la loi N° 2023-900 du 23 Novembre portant code de l'environnement indiquent la procédure à suivre pour la réalisation des études d'impacts.

VII.1. Les activités sources d'impacts négatifs

On appelle sources d'impacts l'ensemble des activités à réaliser dans le cadre de notre projet. Les activités suivantes ont été identifiées comme celles qui pourraient engendrer des impacts sur l'environnement. Il s'agit de :

- Utilisation des engins ;
- La pose de conduites qui nécessitera la réalisation de tranchées depuis le captage jusqu'aux ménages
- Exploitation des ouvrages
- Travaux de terrassement avant la construction d'ouvrages (digue, STEP, etc.) ;
- Construction de la digue et de la station de traitement ;
- Exploitation de carrières.

VII.2. Les différents milieux sensibles de l'environnement

Les différents récepteurs des impacts pouvant être affectés par notre projet sont :

- Les milieux physiques et biologiques (air, sol, eaux et végétation) ;
- Le milieu humain (condition de vie des populations, la santé, aspects économiques, etc).

VII.2.1 Le milieu physique

Le milieu physique regroupe les éléments abiotiques de l'environnement c'est-à-dire le relief, le climat, l'hydrologie, etc. Les effets potentiels du projet sur ce milieu sont en grande partie :

- La modification des écoulements ;
- L'accentuation de l'érosion
- L'émission de poussière

VII.2.2 Le milieu biologique

Ce milieu est constitué des êtres vivants (la flore, la faune et les micro-organismes) et leurs habitats (cours d'eau, sols). Le projet pourrait engendrer un déséquilibre écologique et même entrainer la disparition de certaines espèces.

VII.2.3 Le milieu humain

C'est le lieu où se trouve les populations. Les travaux lors de ce projet engendreront probablement des nuisances vis-à-vis de ces populations.

VII.3. Description des sources d'impacts du projet

VII.3.1 Provenant du barrage

VII.3.1.1. Aspects positifs

- Disponibilité de l'eau toute l'année par la régulation des débits ce qui permet de réduire le stress hydrique
- La sécurisation de l'adduction en eau potable en approvisionnement de manière stable la population
- Recharge de la nappe par l'infiltration accrue de l'eau autour de la retenue
- Création d'activités économiques pour la population comme la pêche, le tourisme local

VII.3.1.2. Aspects négatifs

- Pertes des terres agricoles et des habitats naturels par l'inondation des terres
- Déplacement possible des populations
- Modification du régime hydrologique ce qui entrainera la perturbation des écosystèmes
- Destruction d'habitas terrestres et aquatiques ce qui peut entrainer la perte de la biodiversité.
- Envasement du barrage par l'accumulation des sédiments
- Prolifération des maladies liées à l'eau comme le paludisme, la bilharziose

VII.3.2 Provenant du tracé du réseau AEP

VII.3.2.1. Aspects positifs

- L'amélioration de l'accès à l'eau potable contribuera à la réduction des maladies hydriques
- Permet un accès équitable à l'eau potable
- Amélioration des contions de vie des populations
- Permet de viabiliser de nouveau quartier et impulser le développement local
- Création d'activités génératrices de revenue
- Développement économique local par la création d'emplois

VII.3.2.2. Aspects négatifs

- Dégradation des sols et du paysage dues aux travaux d'excavation
- Modification du relief local
- Destruction de la végétation par coupure d'arbres le long du tracé et fragmentation des habitats naturels
- Perturbation des activités des populations (difficulté de circuler, perturbation des commerces)

VII.3.3 Provenant de la STEP

VII.3.3.1. Aspects positifs

- Permet la réduction de la pollution en matières organiques, les pathogènes donc la réduction des maladies hydriques
- Accès à une eau de boisson plus sûre

VII.3.3.2. Aspects négatifs

- Nuisance olfactive
- Nuisance sonore
- Difficulté de la gestion des eaux résiduaires

VII.4. Les risques

- Contamination de l'eau potable
- Propagation des maladies hydriques
- Contamination des nappes
- Mauvaises conceptions du réseau
- Pannes au niveau de la station de traitement
- Rejet du projet par les populations
- Conflits liés à l'installation des ouvrages
- Rupture du barrage et inondation des terres
- Prolifération de vecteurs

VII.5. Mesures d'atténuation

VII.5.1 Pour la protection de l'environnement

- Prévoir un reboisement des espèces végétales détruites
- Reconstruction si possible des habitats des espèces animales
- Gestion des déchets de chantier
- Limiter les zones de déboisement

VII.5.2 Pour le bien-être de la population

- Installation des systèmes anti-odeur autour de la STEP
- Distribution de moustiquaires
- Suivi sanitaire des populations

Conclusion et recommandation

La présente étude a permis de proposer une solution technique de renforcement d'alimentation en eau potable de la ville de Dimbokro et des localités environnantes à l'horizon 2055. Les études réalisées en amont ont permis de mettre en évidence l'insuffisance des infrastructures existantes face à l'évolution de la demande en eau potable. Les études hydrologiques, les projections démographiques ainsi que les dimensionnements hydrauliques effectués nous ont permis de concevoir des ouvrages qui seront capables de satisfaire les besoins futurs de la population à desservir estimée à 146 524 habitants.

Les résultats obtenus montrent qu'une production de 700 m^3/j est nécessaire pour répondre à la demande future contre 300 m^3/j actuellement.

L'évaluation économique du projet a conduit à un coût estimé à 12 138 749 957 FCFA et un prix de revient de l'eau de 600 FCFA.

Quelques insuffisances sont à soulignées. D'une part l'absence de données hydrométriques directes sur le bassin versant a nécessité le recours à des méthodes d'estimation ce qui ne permet pas d'avoir des résultats précis. D'autre part le manque de données sur la qualité physico-chimique et microbiologique de l'eau brute du barrage ne permet pas d'affiner les choix relatifs au traitement de l'eau.

Toutefois, les résultats obtenus démontrent que le projet constitue une réponse pertinente et durable aux besoins en eau potable des populations concernées et contribuera à l'amélioration des conditions de vie et au développement socio-économique de la zone d'étude. Pour un fonctionnement optimal du système d'AEP, les points suivants sont recommandés :

- ✓ Effectuer des analyses physico-chimiques et microbiologiques régulières de l'eau brute du barrage afin d'affiner le choix et le dimensionnement des procédés de traitement.
- ✓ Mettre en place un programme de maintenance préventive des infrastructures afin de garantir leur pérennité et leurs performances à long terme.
- ✓ Proposer un système de réutilisation de l'eau du barrage pour des besoins l'agricoles.

Référence bibliographique

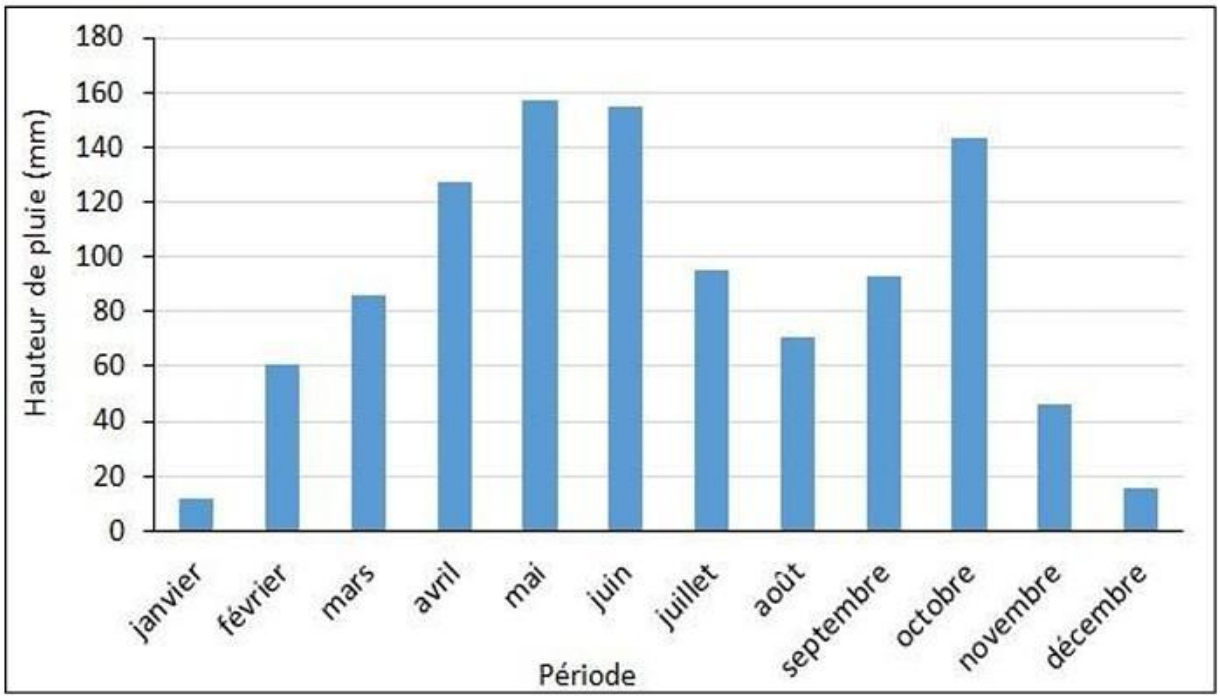
- AFD, 2018. « Guide technique de conception des systèmes d'alimentation en eau potable ».
- AFD, 2019. « Guide technique de conception des systèmes d'alimentation en eau potable ».
- Ange Philippe KHALIL, (2017). Projet de dimensionnement d'une retenue d'eau à vocation d'AEP : Cas du barrage de SAMPORO. Mémoire de Master, Institut National Polytechnique Félix Houphouët-Boigny (INP-HB), Yamoussoukro.
- Bah, I. K. (2014). Le développement local participatif dans le contexte de la décentralisation en Côte d'Ivoire : cas de la ville de Dimbokro. Mémoire de Master, Université Félix Houphouët-Boigny, Abidjan.
- Banque Mondiale 2018. « Water Supply and Sanitation in Sub-Saharan Africa. Washington DC »
- BNETD, 2018. « Atlas topographique de la Côte d'Ivoire ».
- Bouvier C., Desbordes M. (1990). Assainissement pluvial urbain en Afrique de l'Ouest : modélisation du ruissellement.
- Compaoré, M.L. 1996. EIER, Cours de barrages 2ème édition, 265p. 1996.
- Degrémont, 1989. Memento technique de l'eau.9^{e} édition, Paris.
- Denis. ZOUNGRANA (2003). cours d'approvisionnement hydraulique en en eau potable - EIER
- DGRE, 2020. « Données hydrologiques nationales de la Côte d'Ivoire ».
- Djibril Frédéric N'guettia KOFFI, 2021. ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE ET FINANCIERE POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA LOCALITE DE NASSIAN (CÔTE D'IVOIRE). Mémoire de master, Institut International d'Ingénierie de l'eau et de l'assainissement (2IE), Ouagadougou.

- Emile A. ASSEMIAN, Michel H. Kouakou KANGA, Konan KOUASSI, Jean J. Koffi YAO et Emile B. KOFFI. (2018), ANALYSE DES VARIATIONS DE LA RECHARGE DES EAUX SOUTERRAINES DU SOCLE DE DIMBOKRO, ZONE TROPICALE HUMIDE DU CENTRE-EST DE LA CÔTE D'IVOIRE, FACE AU CHANGEMENT CLIMATIQUE, Rev. Ivoir. Sci. Technol., 31 (2018) 84 – 107.
- FAO, 2016. « Irrigation and Water Management in Africa ».
- Fossou, R. M. N., Lasm, T., Soro, N., Soro, T., et al. (2015). Variabilité climatique et son impact sur les ressources en eaux souterraines : cas des stations de Bocanda et de Dimbokro au centre-est de la Côte d'Ivoire. LARHYSS Journal
- Frédéric ZAKPA, 2020. RENFORCEMENT DES MOYENS DE SUBSISTANCE DES PETITS EXPLOITANTS ET DES FEMMES DANS LA REGION DU N'ZI. CONSTAT D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL (CIES).
- Gueye, I. 2010. UTER ISM, 2iE, 284p. 2010.
- Institut National de la Statistique (INS). (2014). Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH 2021) – Résultats par région et département. Abidjan.
- J.M. Durand, P. Royet, P. Mériaux, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Cemagref Editions, pp.415.
- Karambiri, H. 2007. UTER Gestion et valorisation de l'eau et de l'assainissement, Groupe EIER-ETSHER, 42p. 2007.
- KONAN Kouamé Pascal, 2011. DEVELOPPEMENT URBAIN EN COTE D'IVOIRE : CAS DE LA VILLE DE DIMBOKRO. Thése, Université Cocody-Abidjan (Côte d'Ivoire). P337.
- Kouamé, X. K. (2011). Évaluation quantitative et qualitative des ressources en eau de la région centre : cas du département de Didiévi en Côte d'Ivoire. Mémoire d'ingénieur, Institut National Polytechnique Félix Houphouët-Boigny.
- KOUASSI Barbara Sidoine Abonouah. 2021. Résilience des riziculteurs au changement climatique dans le département de Yamoussoukro (Centre de la Côte d'Ivoire). Thèse, Université JEAN LOROGNON GUEDE. P72.

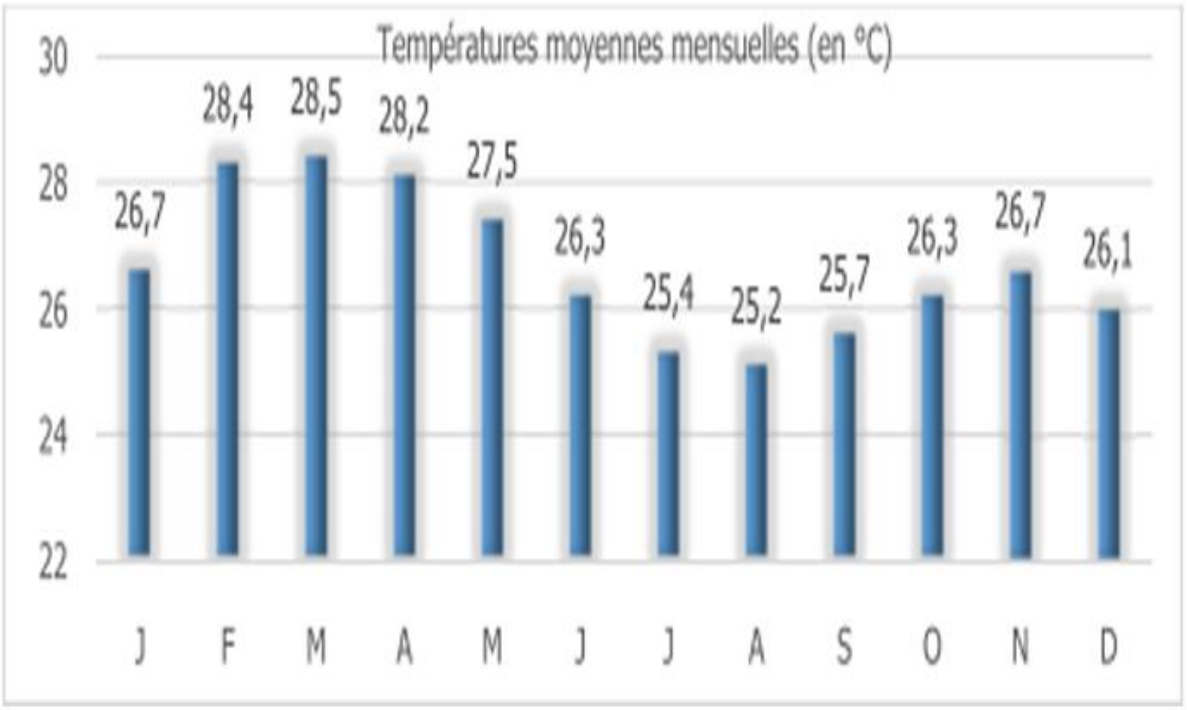
- Kouassi, K. A. (2017). Analyse des dynamiques urbaines et de l'accès aux services de base dans les villes secondaires de Côte d'Ivoire : cas de Dimbokro. Mémoire de Master, Institut National Polytechnique Félix Houphouët-Boigny (INP-HB), Yamoussoukro.
- Moussa LO, 2020.Cours de dimensionnement des barrages en terre, 2IE.
- Neitsch, S.L., et al. (2011) Soil & Water Assessment Tool Theoretical Documentation Version 2009. Texas Water Resources Institute Technical Report No. 406, 647 p
- OMS, 2017. « Directives de qualité pour l'eau de boisson. Genève »
- Rapport d'étude de faisabilité AEP Dimbokro – Kani (2024). Étude technique de renforcement du système d'alimentation en eau potable.
- Rodriguez, Bernado, A.L.R, Santos. 2014. Manuel de Conception et projets typiques des digues en Terre, 28p. Paris : s.n., 2014.
- SODEXAM, 2019. « Données climatologiques nationales ».
- SODEXAM, 2020. « Données climatologiques de la région du N'Zi. Abidjan »
- Subramanya K. (2013). Engineering Hydrology, 4e edition, Tata McGraw-Hill Education
- Yao, N. D. (2016). Activités économiques locales et conditions de vie des populations urbaines : étude de la commune de Dimbokro. Mémoire de Maîtrise, Université Alassane Ouattara, Bouaké.

Annexe

ANNEXE 1: Les différentes saisons pluvieuses de la zone d'étude II
ANNEXE 2: Variation des températures II
ANNEXE 3: Epaisseur d'enrochement III
ANNEXE 4:Carte des isohyètes III
ANNEXE 5: Calcul du débit centennal IV
ANNEXE 6: Détermination du coefficient de débit m V
ANNEXE 7:Abaque de détermination du tirant d'eau dans le coursier VI
ANNEXE 8: Paramètres de dimensionnement des ouvrages de prétraitement VI
ANNEXE 9: Paramètres de dimensionnement du décanteur lamellaire VII
ANNEXE 10: Récapitulatif des apports solides VII
ANNEXE 11: Calcul itératif de la longueur du déversoir VIII
ANNEXE 12: Calcul itératif de la profondeur du chenal IX
ANNEXE 13: Calcul du tirant d'eau moyen du coursier IX
ANNEXE 14: Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation X
ANNEXE 15: Bassin de dissipation type I X
ANNEXE 16: Dimensionnement du réseau de distribution XI
ANNEXE 17: Calcul du coût d'entretien annuel XII
ANNEXE 18: Calcul du coût d'exploitation annuelle XII
ANNEXE 19: Calcul des pertes XIII
ANNEXE 20: Recettes et avantages économiques en FCFA XV
ANNEXE 21: Récapitulatif du calcul des gains XVII
ANNEXE 22: Calcul du flux net XVIII
ANNEXE 23: Calcul de la VAN annuelle XIX
ANNEXE 24: Devis estimatif et quantitatif XXVIII
ANNEXE 25: Estimation de la population à différents horizons XXIX
ANNEXE 26: Estimation de la consommation en m3/hab/an XXX
ANNEXE 27: Paramètres pour l'estimation des besoins en eau sur la période 2025-2055 XXXI
ANNEXE 28: Besoins journaliers et annuels en eau des ménages de la zone du projet .. XXXII
ANNEXE 29: Besoins journaliers et annuels en eau des activités socio-économiques de la zone du projet XXXIII
ANNEXE 30: Besoins cumulés XXXIV
ANNEXE 31: Caractéristiques des pompes d'adduction et de refoulement XXXV
ANNEXE 32: Catalogue de conduite en fonte ductile XXXVI
ANNEXE 33: Catalogue de conduite en P XXXVII



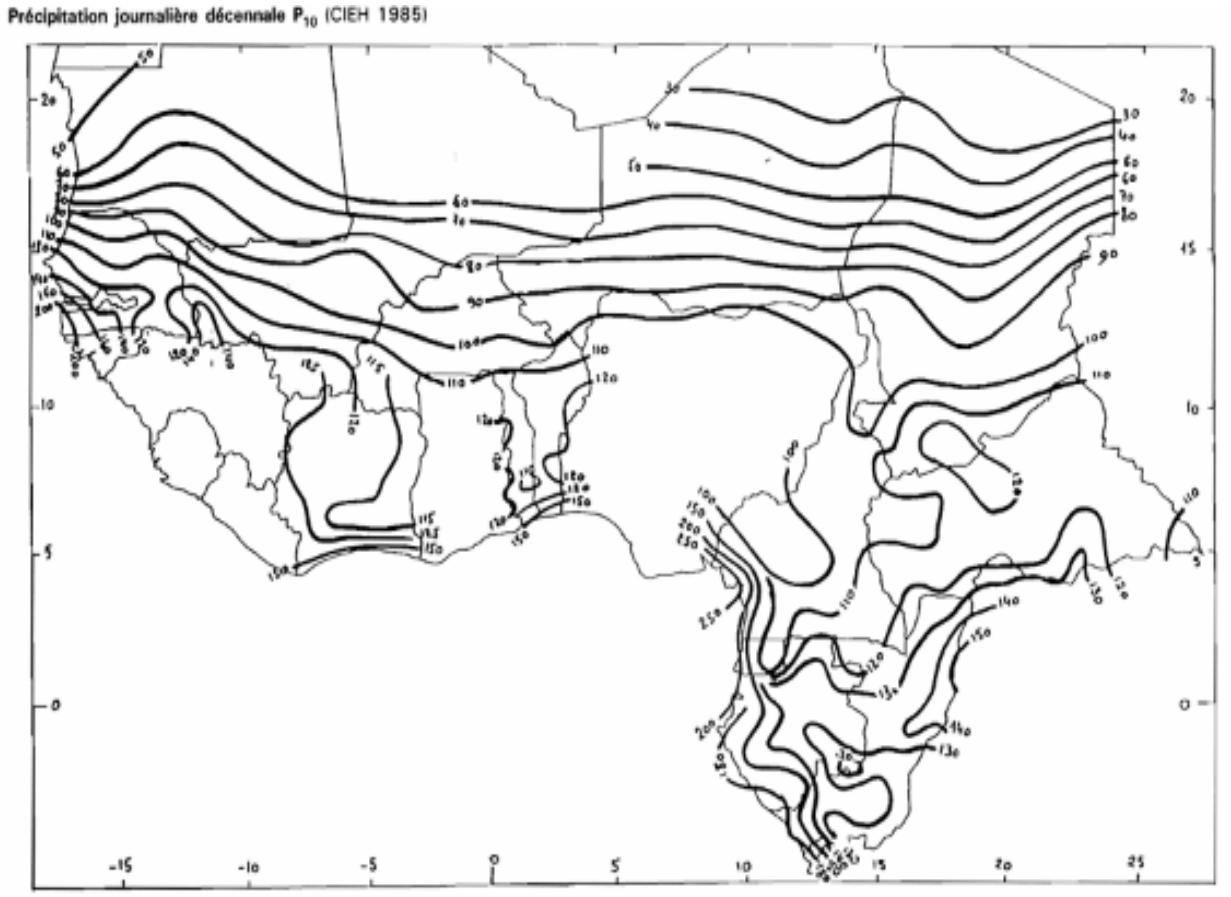
ANNEXE 1: Les différentes saisons pluvieuses de la zone d'étude



ANNEXE 2: Variation des températures

Hauteur des vagues [m]	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement [m]	D_{50} minimum [m]
0 à 0,30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

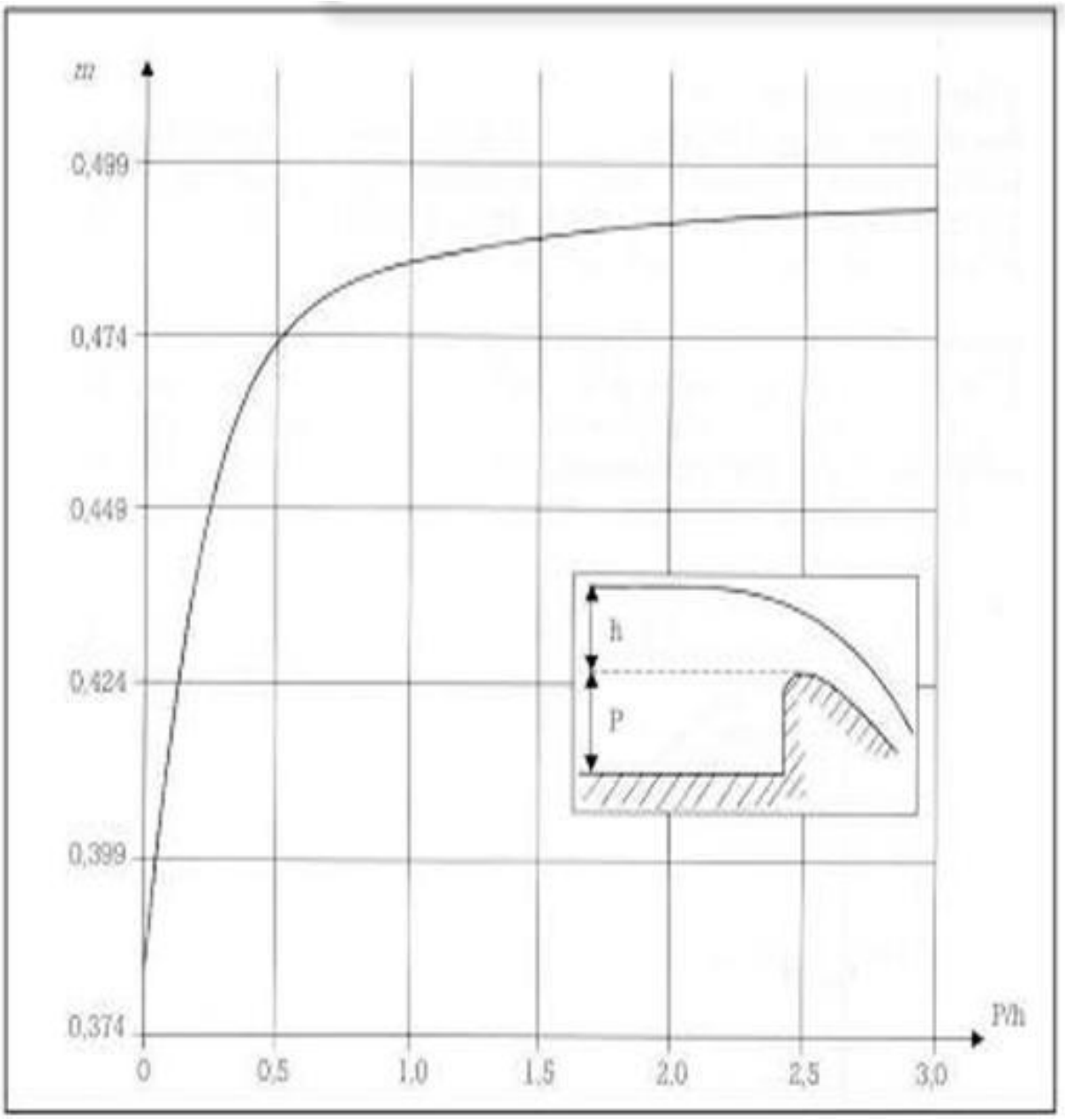
ANNEXE 3: Epaisseur d'enrochement



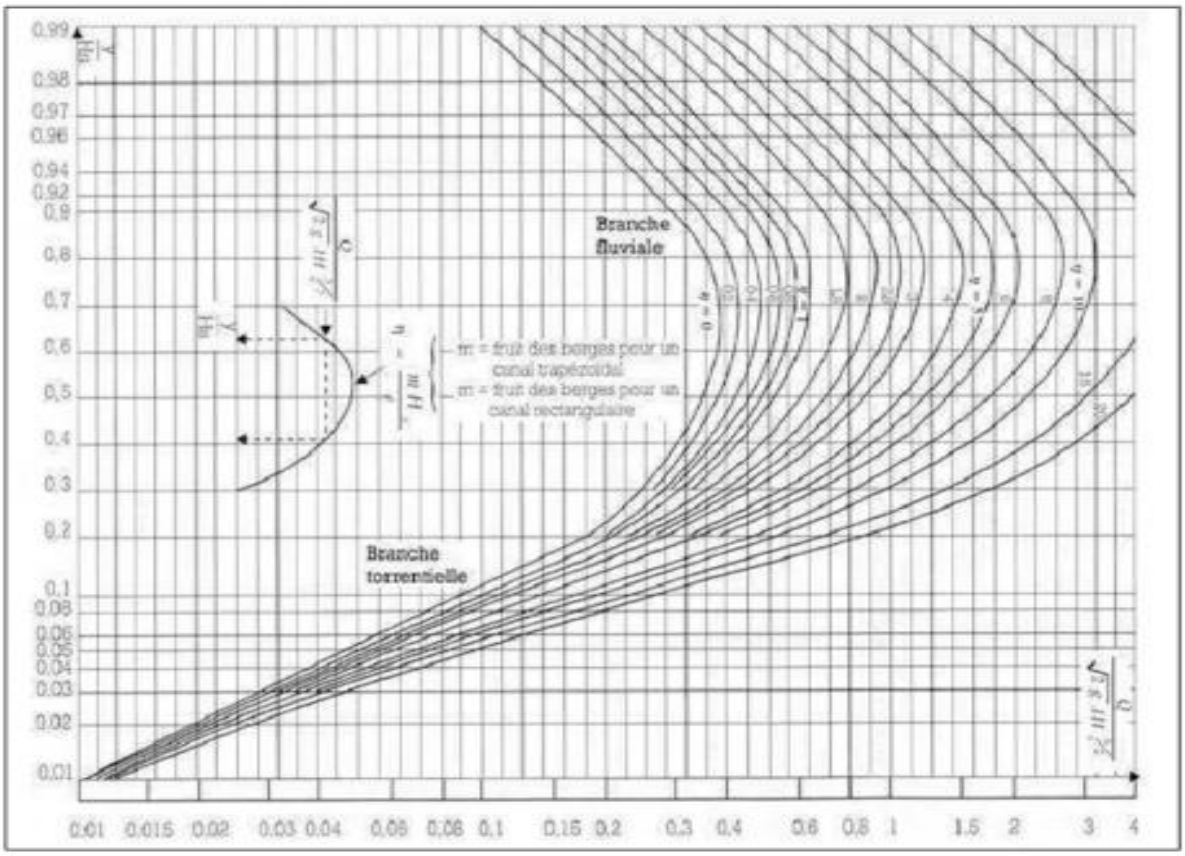
ANNEXE 4:Carte des isohyètes

PARAMETRES DES BASSINS VERSANTS	Valeurs
Surface km2	6181,0
Périmètre km	515,0
Indice de compacité Ic	1,8
Rectangle équivalent L (km)	230,7
Altitude 5%	285,0
Altitude 95%	125,0
Dénivelé	160,0
Indice global Ig	0,7
Précipitation moyenne an (mm)	1078,0
Pluie décennale (mm)	115,0
Temps de base (min)	13370,9
Coefficient de ruissellement Kr	0,3
Débit moyen de crue Q_{mr} (m3/h)	124,6
Abattement	0,6
Coefficient de pointe	2,5
Débit décennal	310,8
Coefficient majorateur C	3,0
Débit centennal (m3/s)	928,1
Temps de montée (h)	73,5

ANNEXE 5: Calcul du débit centennal



ANNEXE 6: Détermination du coefficient de débit m



ANNEXE 7:Abaque de détermination du tirant d'eau dans le coursier

PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT PRETRAITEMENT		
Paramètres	**Unités**	**Valeurs**
Intensité de la pesanteur	-	9,81
Coefficient de colmatage des barres C	-	0,25
Vitesse eau brute	m/s	0,8
Q Production	m^3/s	0,62
Épaisseur des barreaux	cm	1
Espacement entre les barreaux	cm	3
Tirant eau dégrilleur	m	1,2
Angle d'inclinaison rad (cos 60°)	°	1,05
Vitesse horizontale choisie (V_h)	m/s	0,3
Vitesse de chute choisie (V_c)	m/s	0,03
Hauteur du dessableur H	m	1,5
Hauteur sur le seuil du répartiteur h	m	0,2
Epaisseur du béton B	m	0,3
Temps de contact Tc	s	60

ANNEXE 8: Paramètres de dimensionnement des ouvrages de prétraitement

PARAMETRES DU DECANTEUR	
Vitesse ascensionnelle dans les lamelles, Vlam	8
A1 (mm)	30
A2 (mm)	30
B (mm)	15,00
D	90
F	40
G	80
L	1000,00
I	970
Θ (°)	60
Θ (rad)	1,05
Vitesse ascensionnelle dans le lit de boues m3/h/m2	7
Vitesse ascensionnelle au miroir (m/h)	6
Surface unitaire de projété, Su	7
Hauteur utilile (m)	4

ANNEXE 9: Paramètres de dimensionnement du décanteur lamellaire

Désignation		Valeurs
Superficie du bassin versant SBV		6181
Dégradation spécifique ($m^2/km^2/an$)	Formule de Gooschalk	108,61
	Formule de Grésillon	53,95
Volume annuel (m^3/an)	Formule de Gooschalk	671 314,80
	Formule de Grésillon	333 444, 57
Durée de vie du barrage		50
Volume sur 50 ans (m^3)	Formule de Gooschalk	33 565 739, 6
	Formule de Grésillon	16 672 228, 3
Volume moyen de dépôts solides		25 118 983, 98

ANNEXE 10: Récapitulatif des apports solides

Nombre d'itérations	L(m)	X0	LOG10(X0)	$\beta = \frac{Q_{ev}}{Q}$	Débit évacué $Q_{ev}(m^3/s)$	L'(m)	Indicateur (L-L')
1	232,76	7,4	0,8687	0,75	7,006	1,757	231,0051
2	1,76	0,0	-3,3673	0,12	108,383	27,182	25,4247
3	27,18	0,1	-0,9883	0,35	323,034	81,015	53,8334
4	81,02	0,9	-0,0397	0,55	506,981	127,148	46,1326
5	127,15	2,2	0,3518	0,64	593,777	148,916	21,7680
6	148,92	3,1	0,4891	0,67	623,640	156,405	7,4894
7	156,41	3,4	0,5317	0,68	632,751	158,690	2,2850
8	158,69	3,5	0,5443	0,68	635,427	159,361	0,6709
9	159,36	3,5	0,5479	0,69	636,203	159,556	0,1947
10	159,55	3,5	0,5490	0,69	636,428	159,612	0,0563
11	159,61	3,5	0,5493	0,69	636,493	159,629	0,0162
12	159,63	3,5	0,5494	0,69	636,512	159,633	0,004
13	159,63	3,5	0,5494	0,69	636,517	159,635	0,0013
14	159,63	3,5	0,5494	0,69	636,519	159,635	0,0003
15	159,63	3,5	0,5494	0,69	636,519	159,635	0,00012
16	159,63	3,5	0,5494	0,69	636,519	159,635	3E-05
17	159,63	3,5	0,5494	0,69	636,519	159,635	1E-05
18	159,63	3,5	0,5494	0,69	636,519	159,635	0

ANNEXE 11: Calcul itératif de la longueur du déversoir

Nombre d'itérations	yn	yn+1	(yn+1)- yn
0	0.2500000	3.3488990	3.0988990
1	3.3488990	0.6089250	2.7399740
2	0.6089250	1.8554320	1.2465070
3	1.8554320	0.8918680	0.9635640
4	0.8918680	1.4420100	0.5501420
5	1.4420100	1.0515230	0.3904870
6	1.0515230	1.2937800	0.2422570
7	1.2937800	1.1290070	0.1647730
8	1.1290070	1.2346720	0.1056650
9	1.2346720	1.1641940	0.0704780
10	1.1641940	1.2100170	0.0458230
11	1.2100170	1.1797160	0.0303010
12	1.1797160	1.1995330	0.0198170
13	1.1995330	1.1864780	0.0130550
14	1.1864780	1.1950370	0.0085590
15	1.1950370	1.1894080	0.0056290
16	1.1894080	1.1931020	0.0036940
17	1.1931020	1.1906750	0.0024270
18	1.1906750	1.1922680	0.0015930
19	1.1922680	1.1912220	0.0010460

Nombre d'itérations	yn	yn+1	(yn+1)- yn
20	1.1912220	1.1919090	0.0006870
21	1.1919090	1.1914570	0.0004520
22	1.1914570	1.1917540	0.0002970
23	1.1917540	1.1915590	0.0001950
24	1.1915590	1.1916870	0.0001280
25	1.1916870	1.1916030	0.0000840
26	1.1916030	1.1916580	0.0000550
27	1.1916580	1.1916220	0.0000360
28	1.1916220	1.1916460	0.0000240
29	1.1916460	1.1916300	0.0000160
30	1.1916300	1.1916410	0.0000110
31	1.1916410	1.1916330	0.0000080
32	1.1916330	1.1916390	0.0000060
33	1.1916390	1.1916350	0.0000040
34	1.1916350	1.1916370	0.0000020
35	1.1916370	1.1916360	0.0000010
36	1.1916360	1.1916370	0.0000010
37	1.1916370	1.1916360	0.0000010
38	1.1916360	1.1916370	0.0000010
39	1.1916370	1.1916360	0.0000010

ANNEXE 12: Calcul itératif de la profondeur du chenal

Sections	**ΔH (m)**	**Hs (m)**	**Q / √(2g·l·Hs³/²)**	**y/Hs**	**d (m)**	**y (m)**	**ym (m)**
Section 1	8.98	7.19	0.53	0.6	0	4.311	4.407
Section 2	9.06	7.25	0.53	0.6	80	4.350	
Section 3	9.14	7.31	0.52	0.6	160	4.388	
Section 4	9.22	7.38	0.51	0.6	240	4.426	
Section 5	9.30	7.44	0.51	0.6	320	4.465	
Section 6	9.38	7.51	0.50	0.6	400	4.503	

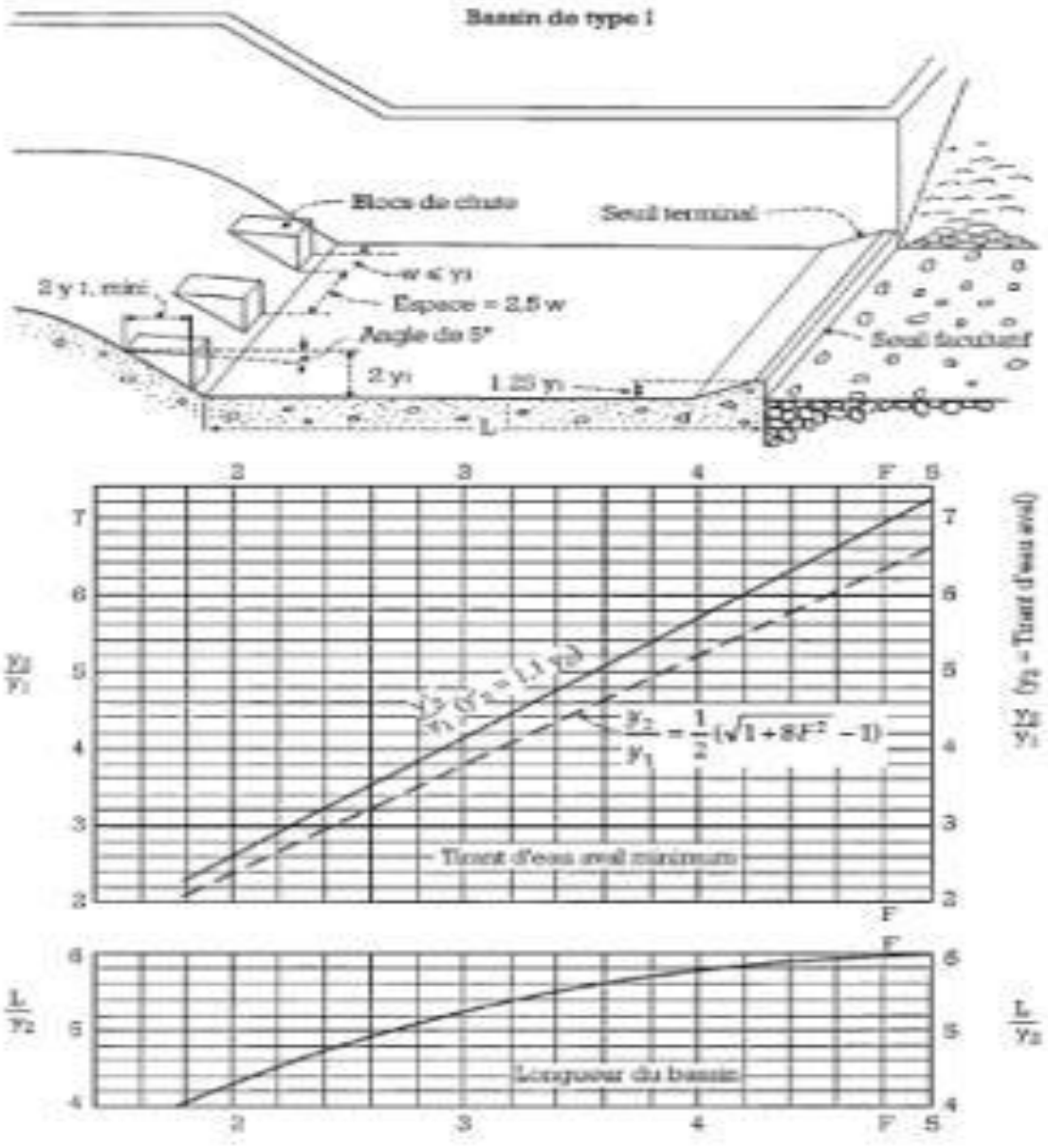
ANNEXE 13: Calcul du tirant d'eau moyen du coursier

Nombre d'itérations	**V1(n)**	**V1(n+1)**	**V1(n+1) - V1(n)**
1	2	6,92846303	4,928463033
2	6,928463033	12,1128821	5,184419096
3	12,11288213	12,8010996	0,688217463
4	12,80109959	12,8491274	0,048027815
5	12,84912741	12,8522807	0,003153321
6	12,85228073	12,8524869	0,000206183
7	12,85248691	12,8525004	1,34779E-05
8	12,85250039	12,8525013	8,81014E-07
9	12,85250127	12,8525013	5,75895E-08

Nombre d'itérations	V1(n)	V1(n+1)	V1(n+1) - V1(n)
10	12,85250133	12,8525013	3,76447E-09
11	12,85250133	12,8525013	2,46073E-10
12	12,85250133	12,8525013	1,60831E-11
13	12,85250133	12,8525013	1,0516E-12
14	12,85250133	12,8525013	6,92779E-14
15	12,85250133	12,8525013	3,55271E-15
16	12,85250133	12,8525013	1,77636E-15
17	12,85250133	12,8525013	0

ANNEXE 14: Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation

b. Si 2,5 ≤ Fr1≤ 4,5 le saut est oscillant; on conçoit un dissipateur de type I.



ANNEXE 15: Bassin de dissipation type I

Nœuds tronçons	Tronçons	Longueur (m)	Débit aval (l/s)	Débit aval (m3/s)	D théo (m)	D int (mm)	DN (mm)	ΔH (m)	ΔH cum (m)	Z TN aval (m)	P service (m)	Côte Min	Pression réelle (m)	Vitesse (m/s)
R-N1	T1	335,57	258,4000	0,258	0,5736	555,8	630	0,5237	0,524	123,00	10	133,52	27,44	1,07
N1-N2	T2	634,7	11,4800	0,011	0,1209	158,6	140	1,3937	1,917	93,40	10	105,32	55,64	0,58
N2-N3	T3	1175,26	6,7800	0,007	0,0929	123,4	140	3,3041	5,222	135,08	10	150,30	10,66	0,57
N2-N4	T4	4298,04	4,7000	0,005	0,0774	110,2	125	10,6366	12,554	99,52	10	122,07	38,89	0,49
N4-N5	T5	3852,55	4,7000	0,005	0,0774	110,2	125	9,5341	22,088	101,21	10	133,30	27,66	0,49
N1-N6	T6	567,1	246,9200	0,247	0,5607	555,2	630	0,8180	1,342	91,00	10	102,34	58,62	1,02
N6-N7	T7	1116,81	233,9200	0,234	0,5457	555,2	630	1,4573	2,799	106,00	10	118,80	42,16	0,97
N6-N8	T8	714,04	13,0000	0,013	0,1287	158,6	140	1,9740	3,316	83,15	10	96,47	64,50	0,66
N8-N9	T9	1785,47	13,0000	0,013	0,1287	158,6	140	4,9360	8,252	99,13	10	117,38	43,58	0,66
N9-N10	T10	3074,47	2,1500	0,002	0,0523	79,2	90	8,9337	17,185	117,10	10	144,29	16,68	0,44
N10-N11	T11	1916,12	2,1500	0,002	0,0523	79,2	90	5,5678	22,753	104,40	10	137,15	23,81	0,44
N9-N12	T12	1485,3	10,8500	0,011	0,1175	123,4	140	9,9749	18,227	96,63	10	124,86	36,10	0,91
N12-N13	T13	2785,79	1,8500	0,002	0,0485	66	75	14,8945	33,121	83,75	10	126,87	34,09	0,54
N13-N14	T14	4743,29	1,8500	0,002	0,0485	66	75	25,3604	58,481	82,48	10	150,96	10,00	0,54
N12-N15	T15	1718,4	9,0000	0,009	0,1070	123,4	140	8,1632	26,390	86,64	10	123,03	37,93	0,75
N15-N16	T16	944,47	1,5900	0,002	0,0450	66	75	3,8146	30,204	89,88	10	130,08	30,88	0,46
N16-N17	T17	476,6	1,5900	0,002	0,0450	66	75	1,9249	32,129	81,22	10	123,35	37,61	0,46
N15-N18	T18	1921,5	7,4100	0,007	0,0971	110,2	125	11,0497	37,439	76,45	10	123,89	37,07	0,78
N18-N19	T19	727,12	3,5300	0,004	0,0670	66	75	12,8635	50,303	81,93	10	142,23	18,73	1,03
N18-N20	T20	2066,81	3,8800	0,004	0,0703	110,2	125	3,5861	41,025	83,50	10	134,53	26,44	0,41
N20-N21	T21	326,1	2,6700	0,003	0,0583	66	75	3,4397	44,465	85,40	10	139,87	21,10	0,78
N20-N22	T22	1307,11	1,2100	0,001	0,0393	66	75	3,1835	44,209	83,80	10	138,01	22,95	0,35
N22-N23	T23	2332,3	1,2100	0,001	0,0393	66	75	5,6804	49,889	72,90	10	132,79	28,17	0,35

ANNEXE 16: Dimensionnement du réseau de distribution

oste	Coût	Taux d'entretien	Entretien T0
Génie Civil	1820812494	0,01	18208124,94
Réseau	6069374979	0,01	60693749,79
Equipement	2427749991	0,05	121387499,6
Total entretien T0			200289374,3

ANNEXE 17: Calcul du coût d'entretien annuel

Années	Volume d'eau	Coût d'exploitation
2025	982 448	8 497 124 969,90
2026	1 016 391,00	426 884 220,00
2027	1 051 425,00	441 598 500,00
2028	1 087 585,00	456 785 700,00
2029	1 124 906,00	472 460 520,00
2030	1 163 423,00	488 637 660,00
2031	1 233 420,00	518 036 400,00
2032	1 276 073,00	535 950 660,00
2033	1 320 100,00	554 442 000,00
2034	1 365 542,00	573 527 640,00
2035	1 412 444,00	593 226 480,00
2036	1 499 919,00	629 965 980,00
2037	1 551 849,00	651 776 580,00
2038	1 605 451,00	674 289 420,00
2039	1 660 778,00	697 526 760,00
2040	1 717 882,00	721 510 440,00
2041	1 826 536,00	767 145 120,00
2042	1 889 738,00	793 689 960,00
2043	1 954 975,00	821 089 500,00
2044	2 022 311,00	849 370 620,00
2045	2 091 810,00	878 560 200,00
2046	2 226 054,00	934 942 680,00
2047	2 302 931,00	967 231 020,00
2048	2 382 282,00	1 000 558 440,00
2049	2 464 182,00	1 034 956 440,00
2050	2 548 709,00	1 070 457 780,00
2051	2 713 801,00	1 139 796 420,00
2052	2 807 240,00	1 179 040 800,00
2053	2 903 680,00	1 219 545 600,00
2054	3 003 213,00	1 261 349 460,00
2055	3 105 934,00	1 304 492 280,00

ANNEXE 18: Calcul du coût d'exploitation annuelle

Années	Coût d'exploitation	Coût d'entretien	Pertes tot.
2025	8497124970	0	8497124970
2026	426884220	200289374,3	627173594,3
2027	441598500	206298055,5	647896555,5
2028	456785700	212486997,2	669272697,2
2029	472460520	218861607,1	691322127,1
2030	488637660	225427455,3	714065115,3
2031	518036400	232190279	750226679
2032	535950660	239155987,3	775106647,3
2033	554442000	246330667	800772667
2034	573527640	253720587	827248227
2035	593226480	261332204,6	854558684,6
2036	629965980	269172170,7	899138150,7
2037	651776580	277247335,8	929023915,8
2038	674289420	285564755,9	959854175,9
2039	697526760	294131698,6	991658458,6
2040	721510440	302955649,5	1024466090
2041	767145120	312044319	1079189439
2042	793689960	321405648,6	1115095609
2043	821089500	331047818,1	1152137318
2044	849370620	340979252,6	1190349873
2045	878560200	351208630,2	1229768830
2046	934942680	361744889,1	1296687569
2047	967231020	372597235,8	1339828256
2048	1000558440	383775152,8	1384333593
2049	1034956440	395288407,4	1430244847
2050	1070457780	407147059,6	1477604840
2051	1139796420	419361471,4	1559157891
2052	1179040800	431942315,6	1610983116
2053	1219545600	444900585	1664446185
2054	1261349460	458247602,6	1719597063
2055	1304492280	471995030,7	1776487311

ANNEXE 19: Calcul des pertes

Années	Incrément	Population	Traitement Diarrhée	Traitement F.T	Repos Diarrhée	Repos F.T	Mortalité Diarrhée	Mortalité F.T	Gains avantages
2025	0	68840	0	0	0	0	0	0	0
2026	1	70 595,0	61 770 625,0	1 524 586,5	238 258 125,0	317 677,5	882 437 500,0	165 671 733,0	1 349 980 247,0
2027	2	72 395,0	63 345 625,0	1 577 137,5	244 333 125,0	325 777,5	904 937 500,0	171 382 275,0	1 385 901 440,0
2028	3	74 242,0	64 961 750,0	1 631 377,5	250 566 750,0	334 089,0	928 025 000,0	177 276 355,0	1 422 795 321,5
2029	4	76 135,0	66 618 125,0	1 687 359,0	256 955 625,0	342 607,5	951 687 500,0	183 359 678,0	1 460 650 894,5
2030	5	78 076,0	68 316 500,0	1 745 134,5	263 506 500,0	351 342,0	975 950 000,0	189 637 949,0	1 499 507 425,5
2031	6	80 067,0	70 058 625,0	1 850 130,0	270 226 125,0	360 301,5	1 000 837 500,0	201 047 460,0	1 544 380 141,5
2032	7	82 109,0	71 845 375,0	1 914 109,5	277 117 875,0	369 490,5	1 026 362 500,0	207 999 899,0	1 585 609 249,0
2033	8	84 203,0	73 677 625,0	1 980 150,0	284 185 125,0	378 913,5	1 052 537 500,0	215 176 300,0	1 627 935 613,5
2034	9	86 350,0	75 556 250,0	2 048 313,0	291 431 250,0	388 575,0	1 079 375 000,0	222 583 346,0	1 671 382 734,0
2035	10	88 552,0	77 483 000,0	2 118 666,0	298 863 000,0	398 484,0	1 106 900 000,0	230 228 372,0	1 715 991 522,0
2036	11	90 810,0	79 458 750,0	2 249 878,5	306 483 750,0	408 645,0	1 135 125 000,0	244 486 797,0	1 768 212 820,5
2037	12	93 125,0	81 484 375,0	2 327 773,5	314 296 875,0	419 062,5	1 164 062 500,0	252 951 387,0	1 815 541 973,0
2038	13	95 500,0	83 562 500,0	2 408 176,5	322 312 500,0	429 750,0	1 193 750 000,0	261 688 513,0	1 864 151 439,5
2039	14	97 935,0	85 693 125,0	2 491 167,0	330 530 625,0	440 707,5	1 224 187 500,0	270 706 814,0	1 914 049 938,5
2040	15	100 433,0	87 878 875,0	2 576 823,0	338 961 375,0	451 948,5	1 255 412 500,0	280 014 766,0	1 965 296 287,5
2041	16	102 994,0	90 119 750,0	2 739 804,0	347 604 750,0	463 473,0	1 287 425 000,0	297 725 368,0	2 026 078 145,0
2042	17	105 620,0	92 417 500,0	2 834 607,0	356 467 500,0	475 290,0	1 320 250 000,0	308 027 294,0	2 080 472 191,0
2043	18	108 313,0	94 773 875,0	2 932 462,5	365 556 375,0	487 408,5	1 353 912 500,0	318 660 925,0	2 136 323 546,0
2044	19	111 075,0	97 190 625,0	3 033 466,5	374 878 125,0	499 837,5	1 388 437 500,0	329 636 693,0	2 193 676 247,0
2045	20	113 908,0	99 669 500,0	3 137 715,0	384 439 500,0	512 586,0	1 423 850 000,0	340 965 030,0	2 252 574 331,0
2046	21	116 812,0	102 210 500,0	3 339 081,0	394 240 500,0	525 654,0	1 460 150 000,0	362 846 802,0	2 323 312 537,0

2047	22	119 791,0	104 817 125,0	3 454 396,5	404 294 625,0	539 059,5	1 497 387 500,0	375 377 753,0	2 385 870 459,0
2048	23	122 846,0	107 490 250,0	3 573 423,0	414 605 250,0	552 807,0	1 535 575 000,0	388 311 966,0	2 450 108 696,0
2049	24	125 978,0	110 230 750,0	3 696 273,0	425 175 750,0	566 901,0	1 574 725 000,0	401 661 666,0	2 516 056 340,0
2050	25	129 191,0	113 042 125,0	3 823 063,5	436 019 625,0	581 359,5	1 614 887 500,0	415 439 567,0	2 583 793 240,0
2051	26	132 485,0	115 924 375,0	4 070 701,5	447 136 875,0	596 182,5	1 656 062 500,0	442 349 563,0	2 666 140 197,0
2052	27	135 864,0	118 881 000,0	4 210 860,0	458 541 000,0	611 388,0	1 698 300 000,0	457 580 120,0	2 738 124 368,0
2053	28	139 328,0	121 912 000,0	4 355 520,0	470 232 000,0	626 976,0	1 741 600 000,0	473 299 840,0	2 812 026 336,0
2054	29	142 881,0	125 020 875,0	4 504 819,5	482 223 375,0	642 964,5	1 786 012 500,0	489 523 719,0	2 887 928 253,0
2055	30	146 524,0	128 208 500,0	4 658 901,0	494 518 500,0	659 358,0	1 831 550 000,0	506 267 242,0	2 965 862 501,0

ANNEXE 20: Recettes et avantages économiques en FCFA

Années	Population	Gain sur vente d'eau	Gains ext.	Traitement Diarrhée	Traitement F.T	Repos Diarrhée	Repos F.T	Mortalité Diarrhée	Mortalité F.T	Gains tot.
2025	68840	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2026	70595	431966175	28077801,4	61770625	1524586,5	238258125	317677,5	882437500	165671733	1810024223
2027	72395	446855625	29045615,6	63345625	1577137,5	244333125	325777,5	904937500	171382275	1861802681
2028	74242	462223625	30044535,6	64961750	1631377,5	250566750	334089	928025000	177276355	1915063482
2029	76135	478085050	31075528,3	66618125	1687359	256955625	342607,5	951687500	183359678	1969811473
2030	78076	494454775	32139560,4	68316500	1745134,5	263506500	351342	975950000	189637949	2026101761
2031	80067	524203500	34073227,5	70058625	1850130	270226125	360301,5	1000837500	201047460	2102656869
2032	82109	542331025	35251516,6	71845375	1914109,5	277117875	369490,5	1026362500	207999899	2163191791
2033	84203	561042500	36467762,5	73677625	1980150	284185125	378913,5	1052537500	215176300	2225445876
2034	86350	580355350	37723097,8	75556250	2048313	291431250	388575	1079375000	222583346	2289461182
2035	88552	600288700	39018765,5	77483000	2118666	298863000	398484	1106900000	230228372	2355298988
2036	90810	637465575	41435262,4	79458750	2249878,5	306483750	408645	1135125000	244486797	2447113658
2037	93125	659535825	42869828,6	81484375	2327773,5	314296875	419062,5	1164062500	252951387	2517947627
2038	95500	682316675	44350583,9	83562500	2408176,5	322312500	429750	1193750000	261688513	2590818698
2039	97935	705830650	45878992,3	85693125	2491167	330530625	440707,5	1224187500	270706814	2665759581
2040	100433	730099850	47456490,3	87878875	2576823	338961375	451948,5	1255412500	280014766	2742852628
2041	102994	776277800	50458057	90119750	2739804	347604750	463473	1287425000	297725368	2852814002
2042	105620	803138650	52204012,3	92417500	2834607	356467500	475290	1320250000	308027294	2935814853
2043	108313	830864375	54006184,4	94773875	2932462,5	365556375	487408,5	1353912500	318660925	3021194105
2044	111075	859482175	55866341,4	97190625	3033466,5	374878125	499837,5	1388437500	329636693	3109024763

2045	113908	889019250	57786251,3	99669500	3137715	384439500	512586	1423850000	340965030	3199379832
2046	116812	946072950	61494741,8	102210500	3339081	394240500	525654	1460150000	362846802	3330880229
2047	119791	978745675	63618468,9	104817125	3454396,5	404294625	539059,5	1497387500	375377753	3428234603
2048	122846	1012469850	65810540,3	107490250	3573423	414605250	552807	1535575000	388311966	3528389086
2049	125978	1047277350	68073027,8	110230750	3696273	425175750	566901	1574725000	401661666	3631406718
2050	129191	1083201325	70408086,1	113042125	3823063,5	436019625	581359,5	1614887500	415439567	3737402651
2051	132485	1153365425	74968752,6	115924375	4070701,5	447136875	596182,5	1656062500	442349563	3894474375
2052	135864	1193077000	77550005	118881000	4210860	458541000	611388	1698300000	457580120	4008751373
2053	139328	1234064000	80214160	121912000	4355520	470232000	626976	1741600000	473299840	4126304496
2054	142881	1276365525	82963759,1	125020875	4504819,5	482223375	642964,5	1786012500	489523719	4247257537
2055	146524	1320021950	85801426,8	128208500	4658901	494518500	659358	1831550000	506267242	4371685878

ANNEXE 21: Récapitulatif du calcul des gains

Années	Gains tot.	Pertes tot.	Flux net
2025	0	8497124970	-8,497E+09
2026	1810024223	627173594	1182850629
2027	1861802681	647896556	1213906125
2028	1915063482	669272697	1245790785
2029	1969811473	691322127	1278489346
2030	2026101761	714065115	1312036646
2031	2102656869	750226679	1352430190
2032	2163191791	775106647	1388085143
2033	2225445876	800772667	1424673209
2034	2289461182	827248227	1462212955
2035	2355298988	854558685	1500740303
2036	2447113658	899138151	1547975507
2037	2517947627	929023916	1588923711
2038	2590818698	959854176	1630964522
2039	2665759581	991658459	1674101122
2040	2742852628	1024466090	1718386538
2041	2852814002	1079189439	1773624563
2042	2935814853	1115095609	1820719245
2043	3021194105	1152137318	1869056787
2044	3109024763	1190349873	1918674891
2045	3199379832	1229768830	1969611002
2046	3330880229	1296687569	2034192660
2047	3428234603	1339828256	2088406347
2048	3528389086	1384333593	2144055493
2049	3631406718	1430244847	2201161870
2050	3737402651	1477604840	2259797811
2051	3894474375	1559157891	2335316483
2052	4008751373	1610983116	2397768257
2053	4126304496	1664446185	2461858311
2054	4247257537	1719597063	2527660475
2055	4371685878	1776487311	2595198567
Total	8,7106E+10	4,1685E+10	4,5422E+10

ANNEXE 22: Calcul du flux net

Année	Flux net	VAN
2025	-8,497E+09	-8,497E+09
2026	1182850629	1110657868
2027	1213906125	1070251604
2028	1245790785	1031326770
2029	1278489346	993799290
2030	1312036646	957630404
2031	1352430190	926866553
2032	1388085143	893241416
2033	1424673209	860831985
2034	1462212955	829591240
2035	1500740303	799483432
2036	1547975507	774316296
2037	1588923711	746290224
2038	1630964522	719282697
2039	1674101122	693245691
2040	1718386538	668154265
2041	1773624563	647542042
2042	1820719245	624165343
2043	1869056787	601630101
2044	1918674891	579907659
2045	1969611002	558969751
2046	2034192660	542063693
2047	2088406347	522544924
2048	2144055493	503726783
2049	2201161870	485580675
2050	2259797811	468090028
2051	2335316483	454209217
2052	2397768257	437892792
2053	2461858311	422157040
2054	2527660475	406986601
2055	2595198567	392357862
Total	4,5422E+10	1,2226E+10

ANNEXE 23: Calcul de la VAN annuelle

N° Prix	Désignation travaux	Unité	Quantité	Prix en fcfa ht/hd	
				Prix unitaire	Prix total
PARTIE 1: INSTALLATION GENERALE PVC CHANTIER					
SCTION A : INSTALLATION GENERALE PVC CHANTIER					
SERIE 00.1	**INSTALLATION PVC CHANTIER**				
000.1.1	Installation générale chantier y compris travaux préliminaires (levées topos, géotechniques, etc) et élaboration dossiers d'exécution, les plans récolement, l'aménéet le replis engins ainsi les réceptions installations et autres équipements (pompes, STEP, etc.) à l'usine du fabricant et autres formations in situ.	fft	1	335 000 000	335 000 000
000.1.2	EtuPVCs d'exécution	fft	1	185 000 000	185 000 000
SOUS TOTAL SECTION A					**520 000 000**
SOUS TOTAL PARTIE 1					**520 000 000**
SECTION B : REALISATION ET EQUIPEMENT D'UNE STATION D'EXHAURE PVC 400 M3/H					
SERIE 100	**AMENAGEMENT PVC LA VOIE D'ACCES A LA STATION D'EXHAURE**				
100.1	**Dégagement emprises**	fft	1	55 000 000	55 000 000
100.2	**Assainissement- Drainage**	fft	1	23 000 000	23 000 000
100.3	**Ouvrage divers**	fft	1	37 000 000	37 000 000
SOUS TOTAL 100					**115 000 000**
SERIE 200	**VRD ET AMENAGEMENT DU SITE PVC LA STATION D'EXHAURE**				
200.1	**Dégagement emprises et terrassement généraux**	fft	1	31 500 000	31 500 000
200.2	**Assainissement- drainage-chaussée**	fft	1	12 500 000	12 500 000
200.3	**Clôtures**	fft	1	25 500 000	25 500 000
200.4	**Ouvrage divers**				9 500 000
SOUS TOTAL 200					**79 000 000**

SERIE 600	**CONSTRUCTION DU BATIMENT ELECTRIQUE LA STATION D'EXHAURE**				
600.1	**Terrassements généraux**	fft	1	370 000	370 000
600.2	**Fondation-Elévation-Poteaux-Chainage-Dalle**	fft	1	2 600 000	2 600 000
600.3	**Maçonnerie et ossature en élévation**	fft	1	9 500 000	9 500 000
600.5	**Revêtements au sol**			2 000 000	2 000 000
600.6	**Réseau interne électricité et équipements électriques**	fft	1	1 700 000	1 700 000
600.7	**Peinture**	fft	1	1 500 000	1 500 000
SOUS TOTAL 600					**17 670 000**
SOUS TOTAL SECTION B					**211 670 000**
SECTION C : REALISATION ET EQUIPEMENT D'UNE STATION TRAITEMENT PVC 400 M3/H					
SERIE 800	**AMENAGEMENT PVC LA VOIE D'ACCES A LA STATION TRAITEMENT**				
800.1	**Dégagement emprises**	fft	1	165 000 000	165 000 000
800.2	**Assainissement- Drainage**	fft	1	32 500 000	32 500 000
800.3	**Ouvrage divers**	fft	1	7 400 000	7 400 000
SOUS TOTAL 800					**204 900 000**
SERIE 900	**VRD ET AMENAGEMENT DU SITE PVC LA STATION TRAITEMENT**				
900.1	**Dégagement PVCs emprises et terrassement généraux**	fft	1	**7 500 000**	**7 500 000**
900.2	**Assainissement- Drainage-AEP**	fft	1	136 500 000	136 500 000
900.3	**Chaussée PVC la concession**	fft	1	29 100 000	29 100 000
900.4	**Clôtures**			58 700 000	58 700 000
900.5	**Traitement effluents**	fft	1	17 500 000	17 500 000
900.6	**Plateforme du GE station traitement**	fft	1	15 000 000	15 000 000
SOUS TOTAL 900					**264 300 000**
SERIE 1000	**GENIE CIVIL LA STATION PVC TRAITEMENT PVC 400 m3/h - BACHE PVC LAVAGE-SALLE PVCS POMPES LAVAGE/SURPRESSEUR/SALLE PVC COMMANPVC/BUREAUX/LABORATOIRE**				
1000.1	**Terrassement et mouvement PVC terre**	fft	1	23 500 000	**23 500 000**

1000.2	**Répartiteur GC Vasque arrivée-floculateur-décanteur-filtres-chambre PVCs vannes-bâche eau PVC lavage**	fft	1	502 000 000	502 000 000
1000.3	**Ferronnerie**	fft	1	125 500 000	125 500 000
1000.4	**Maçonnerie et ossature en élévation**			3 500 000	3 500 000
1000.5	**Vitrage alu + cadre**	fft	1	12 000 000	12 000 000
1000.6	**Menuiserie bois**	fft	1	2 500 000	2 500 000
1000.7	**Revêtement sol-mur**	fft	1	14 600 000	14 600 000
1000.7	**Réseau interne électricité -équipements électrique**			6 600 000	6 600 000
1000.8	**Ouvrages divers**	fft	1	12 100 000	12 100 000
1000.9	**Peinture**	fft	1	19 500 000	19 500 000
SOUS TOTAL 1000					**721 800 000**
SERIE 1100	**GENIE CIVIL PVC LA BACHE PVC STOCKAGE**				
1100.1	**Terrassement**				**15 000 000**
1100.2	**Fondation-voile-chicanes-plancher-regards PVC vidange et trop plein**				353 400 000
1100.3	**Ferronnerie + Assainissement**				23 300 000
SOUS TOTAL 1100					**391 700 000**
SERIE 1300	**CONSTRUCTION DU BATIMENT D'EXPLOITATION ET DU BATIMENT ADMINISTRATIF PVC LA STATION PVC TRAITEMENT**				
1300.1	**Terrassements généraux**	fft	1	755 000 000	**755 000 000**
1300.2	**Fondation-Elevation-Poteaux-Chainage-Dalle**	fft	1	6 500 000	6 500 000
1300.3	**Maçonnerie et ossature en élévation**	fft	1	15 700 000	15 700 000
1300.4	**Ferronnerie-Revêtements au sol-Menuisierie-Bois**			11 450 000	11 450 000
1300.8	**Reseau interne AEP-EU-Equipements sanitaires et accessoires**	fft	1	11 300 000	11 300 000
1300.9	**Reseau interne electricité-equipements électriques**	fft	1	4 600 000	4 600 000
1300.12	**Construction d'un magasin PVC stockage PVC produits chimiques-Charpente bois-couverture**				
1300.12.1	Construction d'un magasin PVC stockage PVC produits chimiques, revêtement au sol, charpente bois y compris couverture en tôle bac aluzinc, bardage, faux plafonds, etc… y compris toutes sujétions et aléas	m2	608	350 000	212 800 000
SOUS TOTAL 1300					**1 017 350 000**

SERIE 1600					
1600.1	**Equipement avant le repartiteur/Bache PVC Coagulation**				31 450 000
1600.3	**Décanteur lamellaire à nids d'abeille et à lit PVC surper pulsé**				
1600.3.1	Fourniture et pose équipements PVC la bâche PVC coagulation et répartition PVC 400 m3/h, conformement aux prescritions techniques - Les tranquilisateurs - Les supports lamellaires - Les lamelles - Les vannes et tuyauterie associée en acier inox 304 L	ens	2	402 120 000	804 240 000
1600.7	**Acheminement PVC l'eau traitée à la bâche PVC stockage**				17 500 000
SOUS TOTAL 1600					**1 102 381 235**
SOUS TOTAL SECTION C					**3 702 431 235**
SECTION D : CONSTRUCTION ET EQUIPEMENT HYDRAULIQUE PVC CHATEAU D'EAU PVC 400 M3 A Dimbokro					
SERIE 23000	**TERRASSEMENTS GENERAUX**				
2300.1	**Dispositions particulières**				**557 000 000**
2300.2	**Terrassements généraux**				**10 200 000**
SOUS TOTAL 2300					**10 200 000**
SERIE 2400	**GROS ŒUVRE**				
2400.1	**Fondations**				**750 000 000**
SOUS TOTAL 2400					**750 000 000**
SERIE 2500	**ETANCHEITE**				**152 000 000**
SOUS TOTAL 2500					**152 000 000**
SERIE 2600	**MENUISERIE METALLIQUE**				**33 000 000**
SOUS TOTAL 2600					**33 000 000**
SERIE 2700	**EQUIPEMENTS HYDROELECTROMECANIQUES DU CHÂTEAU**				**135 450 000**
SOUS TOTAL 2700					**135 450 000**
SERIE 2800	**EQUIPEMENTS ET TRAVAUX DIVERS SUR LE SITE DU CHÂTEAU**				**259 340 000**

SOUS TOTAL 2800					**259 340 000**
SOUS TOTAL D					**1 339 990 000**
SOUS TOTAL PARTIE 2					**5 254 091 235**
PARTIE 3: FOURNITURE ET POSE PVC CONDUITES EN FONTE DUCTILE, PVC CONDUITES EN POLYCHLORURE PVC VINYLE (PVC), LES PIÈCES SPÉCIALES PVC RACCORD, PVC ROBINETTERIE ET PVC FONTAINERIE					
SECTION E: FOURNITURE ET POSE PVC CONDUITE PVC REFOULEMENT ET D'ADDUCTION ET PVC PIECES SPECIALES					
SERIE 3700	**FOURNITURE ET POSE PVC CANALISATIONS D'AMENEE PVC RESEAU, PVC PIECES PVC RACCORPVCMENT ET PVC ROBINETTERIES EN FONTE DUCTILE**				
	Canalisation d'eau brute				
	Canalisation en Fonte ductile DN 400 C40	ml	9826	127 500	1 252 815 000
	Canalisation d'eau traitée				
3700.1.3	Canalisation en Fonte ductile DN 400 C40	ml	10366	127 500	1 321 665 000
3700.1.4		ml		102 500	-
SOUS TOTAL 3700					**2 574 480 000**
SOUS TOTAL SECTION E					**2 574 480 000**
SECTION F: FOURNITURE ET POSE PVC CONDUITE PVC RESEAU PVC DISTRIBUTION ET PVC PIECES SPECIALES					
SERIE 4000	**TERRASSEMENTS**				
4000.1	**Fouille en tranchée en terrain PVC toute nature y compris abattages PVCs arbres pour canalisations et accessoires**				1 355 545 000
SOUS TOTAL 4000					**1 355 545 000**
4200.1	**Fourniture et pose PVC canalisations**				
	Diamètre PVC 66 PN 10 bars	ml	11 047	7 550	83 404 850
	Diamètre PVC 75 PN 10 bars	ml	2 501	10 500	26 260 500
	Diamètre PVC 125 PN 10 bars	ml	1 169	14 350	16 775 150
	Diamètre PVC 140 PN 10 bars	ml	1 685	23 500	39 597 500
	Diamètre PVC 630 PN 10 bars	ml	336	35 600	11 961 600
SOUS TOTAL SECTION F					**1 355 545 000**
SOUS TOTAL PARTIE 3					**3 930 025 000**
PARTIE 4 : ELECTRICITE ET AUTOMATISME					
SECTION G : EQUIPEMENTS ELECTRIQUES					

4500.1.1	Raccordement au réseau HTA 30 kV existant avec les équipements suivants y compris tous les accessoires : Poteaux béton (classe A & B) armés, les traverses, les câbles 93,3 mm² et les accessoires PVC raccorPVCment, Poteaux béton (classe A & B) armés, les traverses, les câbles et les accessoires PVC raccorPVCment ,Plateforme (1,20 m x0,50 m x 0,10 m) PVC manœuvre ferraillée à réaliser au pied du poteau, au droit PVC la poignée PVC l'IACM ,Jeu PVC trois (3) parafoudres pour la protection du transformateur, Plateforme (0,70 m x 0,70m x 0,07 m) PVC manœuvre PVC la poignée PVC commanPVC du disjoncteur.	ml	25 000	18 000	450 000 000
4500.2	**Equipements HTA**				
4600.1	**Amenée PVC la nouvelle ligne HTA**				
4600.1.1	RaccorPVCment au réseau HTA 30 kV existant avec les équipements suivants y compris tous les accessoires : Poteaux béton (classe A) armés, les traverses, les câbles 93,3 mm² et les accessoires PVC raccorPVCment Isolateurs en verre trempé à trois éléments Plateforme (1,20 m x0,50 m x 0,10 m) PVC manœuvre ferraillée à réaliser au pied du poteau, au droit PVC la poignée PVC l'IACM Jeu PVC trois (3) parafoudres pour la protection du transformateur Plateforme (0,70 m x 0,70m x 0,07 m) PVC manœuvre PVC la poignée PVC commanPVC du disjoncteur	ml	150	18 000	2 700 000
4600.1.2	Fourniture et pose d'un poteau PVC PVCrivation + l'Interrupteur Aérien à CommanPVC Manuelle (IACM) 36 kV 100 A y compris tous les accessoires (proche du TFO PVC la STEP)	ens	1	2 800 000	2 800 000
4700.1	**Amenée PVC la nouvelle ligne HTA**				
4700.1.1	RaccorPVCment au réseau HTA 30 kV existant avec les équipements suivants y compris tous les accessoires : Poteaux béton (classe A & B) armés, les traverses, les câbles 54,6 mm² et les accessoires PVC raccorPVCment, Poteaux béton (classe A & B) armés, les traverses, les câbles et les accessoires PVC raccorPVCment ,Plateforme (1,20 m x0,50 m x 0,10 m) PVC manœuvre ferraillée à réaliser au pied du poteau, au droit PVC la poignée PVC l'IACM ,Jeu PVC trois (3) parafoudres pour	ml	1 000	15 000	15 000 000

	la protection du transformateur, Plateforme (0,70 m x 0,70m x 0,07 m) PVC manœuvre PVC la poignée PVC commanPVC du disjoncteur.				
SOUS TOTAL- 4700					**470 500 000**
SOUS TOTAL - SECTION G					**470 500 000**
SECTION H : AUTOMATISME ET PVC TÉLÉGESTION PVCS SITES (EXHAURE, STEP, RES)					
SERIE 4800 - EQUIPEMENT D'AUTOMATISME SUR LE SITE PVC L'EXHAURE					
4800.1	AUTOMATE POUR LA STATION D'EXHAURE AUTOMATE PROGRAMMABLE y compris instrumentations pour - Compteur d'energie - Gestion Pompe + Variareur-Démarreur - Décolmatage - Débitmètre	ens	1	12 500 000	12 500 000
4800.2	AFFICHEUR/VISUALISATION (Ecran couleur et Taille minimun 6") - Visualisation Etat PVCs équipements PVCs pompes - CommanPVC/Gestion PVC tous les équipements - Visualisation/CommanPVC pompes+Démarreur - Visualisation Transmetteur PVC Niveau - Visualisation Débitmètre/Pression	ens	1	3 400 000	3 400 000
SOUS TOTAL 4800					**15 900 000**
SERIE 4900 - EQUIPEMENT D'AUTOMATISME SUR LE SITE PVC LA STEP					
4900.1	AUTOMATE POUR LA SALLE PVC SUPERVISION AUTOMATE PROGRAMMABLE y compris coffret et instrumentations pour - Compteur d'energie - Pompes - Détecteur Niveaux+Débits - Surpresseurs + Démarreurs	ens	1,00	12 200 000	12 200 000
4900.2	AFFICHEUR/VISUALISATION (Ecran couleur et Taille minimun 6")- Visualisation Etat PVCs équipements - CommanPVC PVC tous les équipements	ens	1,00	3 100 000	3 100 000

4900.3	AUTOMATE REPRISE+STEPAUTOMATE PROGRAMMABLE y compris coffret instrumentations pour- Pompes PVC Reprise + Variateur/Démarreur- Détection PVC Niveaux eau- Transmetteur PVC Niveau +Débits PVCs installations PVC traitement- Débitmètre Eau Distribuée- Débitmètre Eau PVC Service - MODULE GPRS (Envoi SMS s'alarme) - MODULE WIFI (Extérieur)- Données PVC traitement	ens	1,00	21 000 000	21 000 000
4900.4	AFFICHEUR REPRISE+STEP AFFICHEUR/VISUALISATION (Ecran couleur et Taille minimun 6") - Visualisation Etat PVCs équipements - CommanPVC PVC tous les équipements - Visualisation Etat Poire PVC Niveaux d'eau - Visualisation Transmetteur PVC Niveau - Visualisation Débitmètre Eau Distribuée/Refoulée - Visualisation Débitmètre Eau PVC Service	ens	1,00	3 700 000	3 700 000
SOUS TOTAL 4900					**40 000 000**
SERIE 5000 - ÉQUIPEMENT PRÉVUS SUR LE SITE DU CHÂTEAU D'EAU					
5000.1	AUTOMATE AUTOMATE PROGRAMMABLE y compris coffret - Détection PVC Niveaux eau - Transmetteur PVC Niveau - Pompe + Variateur/Démarreur - MODULE GPRS (Envoi SMS s'alarme) - MODULE WIFI (Extérieur) - Données PVC traitement	ens	1,00	5 500 000	5 500 000
5000.2	AFFICHEUR AFFICHEUR/VISUALISATION (Ecran couleur et Taille minimun 6") - Visualisation Etat détecteur - Visualisation Niveau d'eau - Visualisation Débitmètre	ens	1,00	3 500 000	3 500 000
SOUS TOTAL 5000					**9 000 000**
SOUS TOTAL - SERIE 5100					**9 000 000**
SERIE 5200 - EQUIPEMENTS PVC VIPVCO SURVEILLANCE					

SOUS TOTAL 5200				**9 000 000**
SERIE 5300 - AUTRES ÉQUIPEMENTS PVC COMMUNICATION				**29 560 000**
SOUS TOTAL - SERIE 5300				**29 560 000**
SOUS TOTAL - SECTION H				**112 460 000**
SOUS TOTAL - PARTIE 4				**582 960 000**

PVCSIGNATION	**PRIX**
SCTION A : INSTALLATION GENERALE PVC CHANTIER	520 000 000
SECTION B : REALISATION ET EQUIPEMENT D'UNE STATION D'EXHAURE PVC 400 M3/H	211 670 000
SECTION C : REALISATION ET EQUIPEMENT D'UNE STATION TRAITEMENT PVC 400 M3/H	3 702 431 235
SECTION D : CONSTRUCTION ET EQUIPEMENT HYDRAULIQUE PVC CHATEAU D'EAU PVC 400 M3 A Dimbokro	1 339 990 000
SECTION E : FOURNITURE ET POSE PVC CONDUITE PVC REFOULEMENT ET D'ADDUCTION ET PVC PIECES SPECIALES	2 574 480 000
SECTION F : FOURNITURE ET POSE PVC CONDUITE PVC RESEAU PVC DISTRIBUTION ET PVC PIECES SPECIALES	1 355 545 000
SECTION G : EQUIPEMENTS ELECTRIQUES	470 500 000
SECTION H: AUTOMATISME ET PVC TÉLÉGESTION PVCS SITES (EXHAURE, STEP, RES)	112 460 000
MONTANT HORS TVA	**10 287 076 235**
TVA 18%	1 851 673 722
MONTANT TRAVAUX - TTC	**12 138 749 957**

ANNEXE 24: Devis estimatif et quantitatif

Année	Population totale	Population Raccordée	Population non Raccordée
2021	62244	37346	24898
2022	63831	38299	25532
2023	65459	39275	26184
2024	67128	40277	26851
2025	68840	41304	27536
2026	70595	42357	28238
2027	72395	43437	28958
2028	74242	44545	29697
2029	76135	45681	30454
2030	78076	46846	31230
2031	80067	52044	28023
2032	82109	53371	28738
2033	84203	54732	29471
2034	86350	56127	30222
2035	88552	57559	30993
2036	90810	63567	27243
2037	93125	65188	27938
2038	95500	66850	28650
2039	97935	68555	29381
2040	100433	70303	30130
2041	102994	77245	25748
2042	105620	79215	26405
2043	108313	81235	27078
2044	111075	83307	27769
2045	113908	85431	28477
2046	116812	93450	23362
2047	119791	95833	23958
2048	122846	98277	24569
2049	125978	100783	25196
2050	129191	103353	25838
2051	132485	112612	19873
2052	135864	115484	20380
2053	139328	118429	20899
2054	142881	121449	21432
2055	146524	124546	21979

ANNEXE 25: Estimation de la population à différents horizons

Année	Consommation spécifique des raccordés	Consommation spécifique des non raccordés	Consommation spécifique raccordés annuelle	Consommation spécifique des non raccordés annuelle
2021	40	25	14,600	9,125
2022	40	25	14,600	9,125
2023	40	25	14,600	9,125
2024	40	25	14,600	9,125
2025	40	25	14,600	9,125
2026	40,5	25	14,783	9,125
2027	41	25	14,965	9,125
2028	41,5	25	15,148	9,125
2029	42	25	15,330	9,125
2030	42,5	25	15,513	9,125
2031	43	25	15,695	9,125
2032	43,5	25	15,878	9,125
2033	44	25	16,060	9,125
2034	44,5	25	16,243	9,125
2035	45	25	16,425	9,125
2036	45,5	25	16,608	9,125
2037	46	25	16,790	9,125
2038	46,5	25	16,973	9,125
2039	47	25	17,155	9,125
2040	47,5	25	17,338	9,125
2041	48	25	17,520	9,125
2042	48,5	25	17,703	9,125
2043	49	25	17,885	9,125
2044	49,5	25	18,068	9,125
2045	50	25	18,250	9,125
2046	50,5	25	18,433	9,125
2047	51	25	18,615	9,125
2048	51,5	25	18,798	9,125
2049	52	25	18,980	9,125
2050	52,5	25	19,163	9,125
2051	53	25	19,345	9,125
2052	53,5	25	19,528	9,125
2053	54	25	19,710	9,125
2054	54,5	25	19,893	9,125
2055	55	25	20,075	9,125
2056	55,5	25	20,258	9,125

ANNEXE 26: Estimation de la consommation en m3/hab/an

Paramètres pour l'estimation des besoins	Phase 1 : 2045	Phase 2 : 2055
Classe des systèmes d'AEP des villes	Hydraulique Urbaine	Hydraulique Urbaine
Proportion demande domestique (Dd)	4198,5	7606,8
Proportion demande activités économiques et sociales (DSAE)	419,8	760,7
Coefficient de pointe saisonnière (Cps)	1,2	1,2
Coefficient de pointe journalière (Cpj)	1,05	1,05
Coefficient de pointe horaire (Cph)	1,8	1,8
Temps de fonctionnement (heure)	20	20
Rendement du traitement	95%	95%
Rendement du réseau	85%	85%

ANNEXE 27: Paramètres pour l'estimation des besoins en eau sur la période 2025-2055

Année	Besoins jour de pointe (m3/j)	Besoins jour de pointe (m3/an)
2021	2 222,11	811 070,44
2022	2 278,77	831 752,74
2023	2 336,88	852 962,43
2024	2 396,47	874 712,98
2025	2 457,58	897 018,16
2026	2 542,49	928 008,81
2027	2 630,13	959 996,71
2028	2 720,58	993 012,55
2029	2 813,94	1 027 087,96
2030	2 910,29	1 062 255,51
2031	3 085,39	1 126 165,89
2032	3 192,08	1 165 110,29
2033	3 302,22	1 205 308,56
2034	3 415,89	1 246 799,33
2035	3 533,21	1 289 622,38
2036	3 752,03	1 369 491,57

2037	3 881,93	1 416 905,22
2038	4 016,02	1 465 846,44
2039	4 154,42	1 516 362,33
2040	4 297,26	1 568 501,36
2041	4 569,06	1 667 706,67
2042	4 727,16	1 725 412,77
2043	4 890,35	1 784 977,46
2044	5 058,79	1 846 458,00
2045	5 232,64	1 909 913,37
2046	5 568,45	2 032 483,97
2047	5 760,76	2 102 676,29
2048	5 959,25	2 175 126,80
2049	6 164,12	2 249 905,03
2050	6 375,57	2 327 082,56
2051	6 788,54	2 477 818,10
2052	7 022,28	2 563 132,09
2053	7 263,52	2 651 185,90
2054	7 512,50	2 742 063,77
2055	7 769,46	2 835 852,48

ANNEXE 28: Besoins journaliers et annuels en eau des ménages de la zone du projet

Année	Besoins jour de point (m3/j)	Besoins jour de point (m3/an)
2025	234	85 430
2026	242	88 382
2027	250	91 428
2028	259	94 573
2029	268	97 818
2030	277	101 167
2031	294	107 254
2032	304	110 963
2033	314	114 791
2034	325	118 743
2035	336	122 821
2036	357	130 428
2037	370	134 943
2038	382	139 604
2039	396	144 415

2040	409	149 381
2041	435	158 829
2042	450	164 325
2043	466	169 998
2044	482	175 853
2045	498	181 897
2046	530	193 570
2047	549	200 255
2048	568	207 155
2049	587	214 277
2050	607	221 627
2051	647	235 983
2052	669	244 108
2053	692	252 494
2054	715	261 149
2055	740	270 081

ANNEXE 29: Besoins journaliers et annuels en eau des activités socio-économiques de la zone du projet

Année	Besoins jour de point (m3/j)	Besoins jour de point (m3/an)
2021	26 050	9 508 283
2022	27 113	9 896 235
2023	28 214	10 297 886
2024	29 488	10 792 634
2025	2 692	11 250 912
2026	2 785	982 448
2027	2 881	1 016 391
2028	2 980	1 051 425
2029	3 082	1 087 585
2030	3 187	1 124 906
2031	3 379	1 163 423
2032	3 496	1 233 420
2033	3 617	1 276 073
2034	3 741	1 320 100

2035	3 870	1 365 542
2036	4 109	1 412 444
2037	4 252	1 499 919
2038	4 398	1 551 849
2039	4 550	1 605 451
2040	4 707	1 660 778
2041	5 004	1 717 882
2042	5 177	1 826 536
2043	5 356	1 889 738
2044	5 541	1 954 975
2045	5 731	2 022 311
2046	6 099	2 091 810
2047	6 309	2 226 054
2048	6 527	2 302 931
2049	6 751	2 382 282
2050	6 983	2 464 182
2051	7 435	2 548 709
2052	7 691	2 713 801
2053	7 955	2 807 240
2054	8 228	2 903 680
2055	8 509	3 003 213

ANNEXE 30: Besoins cumulés

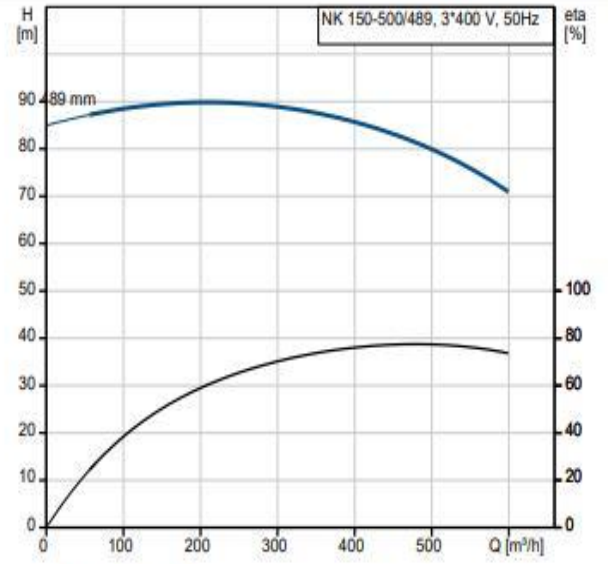
GRUNDFOS

Créé par:

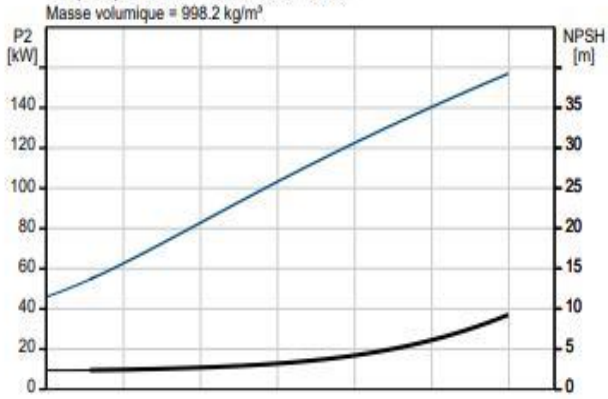
Téléphone:

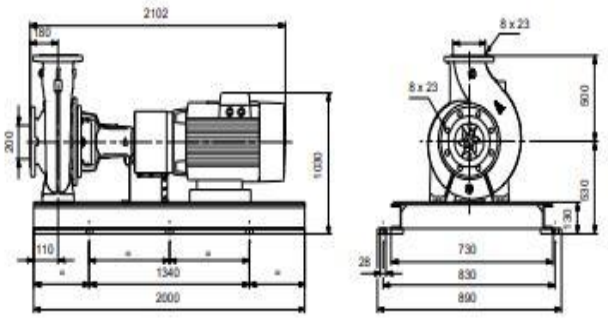
Date: 01/06/2026

Description	Valeur
Information générale:	
Nom produit:	NK 150-500/489
Code article:	Sur demande
Numéro EAN::	Sur demande
Technique:	
Vitesse de rotation pour les données de la pompe:	1490 mn-1
Débit nominal:	495.4 m³/h
Hmt nom.:	80 m
Diamètre réelle de la roue mobile:	489 mm
Diamètre nominal de la roue:	500
Système de garniture mécanique:	Simple
Garniture mécanique primaire:	BQQE
Diamètre arbre:	60 mm
Code de la garniture mécanique:	BQQE
Garniture mécanique secondaire:	None
Tolérance courbe:	ISO 9906:1999 Annex A
Version de pompe:	A1
Version pompe:	A1
Conception des paliers:	17500
Matériaux:	
Clé de type, code pour les matériaux:	L
Clé de type, code pour les composants en caoutchouc. E = EPDM, V=FKM:	E
Corps de pompe:	Acier inox.
	1.4517
	ASTM CD4MCuN
Bague d'usure:	Cast stainless steel
	EN 1.4517
	ASTM CD4MCuN
Roue:	Acier inox.
	EN 1.4517
	ASTM CD4MCuN
Code matériau:	L
Elastomère:	EPDM
Code pour élastomère:	E
Code caoutchouc:	E
Installation:	
Température ambiante maximum:	40 °C



Liquide pompé = Eau
T° liquide pendant le fonctionnement = 20 °C
Masse volumique = 998.2 kg/m³



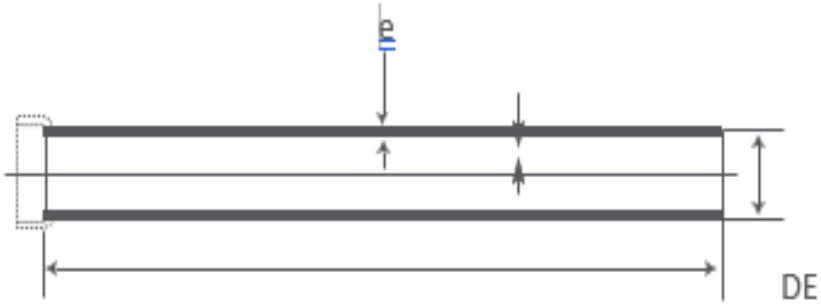


ANNEXE 31: Caractéristiques des pompes d'adduction et de refoulement

TUYAUX FONTE DUCTILE - AEP

EN 545 ISO

2531



L = 5,5 m

DN	Diamètre extérieur DE		Épaisseur fonte classes « C » équivalentes à K9		Épaisseur fonte classes « C » préférentielles	
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Minimale (mm)	N° de classe	Minimale (mm)	N° de classe
80	98	+1 - 2.7	4,7	C 100	3,0	C 40
100	118	+1 - 2.8	4,7	C 100	3,0	C 40
125	144	+1 - 2.8	4,7	C 100	3,0	C 40
150	170	+1 - 2.9	4,5	C 64	3,0	C 40
200	222	+1 - 3.0	4,8	C 64	3,1	C 40
250	274	+1 - 3.1	5,2	C 50	3,9	C 40
300	326	+1 - 3.3	5,7	C 50	4,6	C 40
350	378	+1 - 3.4	6,0	C 40	4,7	C 30
400	429	+1 - 3.5	6,4	C 40	4,8	C 30
450	480	+1 - 3.6	6,8	C 40	5,1	C 30
500	532	+1 - 3.8	7,2	C 40	5,6	C 30
600	635	+1 - 4.0	8,0	C 40	6,7	C 30
700	738	+1 - 4.3	8,8	C 30	6,8	C 25
800	842	+1 - 4.5	9,6	C 30	7,5	C 25

ANNEXE 32: Catalogue de conduite en fonte ductile

- 1 -	*Tubes PVC pression DIN 8062 / ISO 161*			*Tubes PE 100 Systèmes Eau Din 8074 / ISO 4427*		
DN (mm)	D_{int} (mm)			D_{int} (mm)		
	PN6	PN10	PN16	PN6	PN10	PN16
50	46.4	45.2	42.6	-	-	40.8
63	59.2	57.0	53.6	- 69.2	- 66.0	51.4
75	70.6	67.8	63.8	83.2	79.2	61.4
90	84.6	81.4	76.6	101.6	96.8	73.6
110	103.6	99.4	93.6	115.4	110.2	90.0
125	117.8	113.0	106.6	129.2	123.4	102.2
140	131.8	126.6	119.2	147.8	141.0	114.6
160	150.6	144.6	136.2	166.2	158.6	130.8
180	-----	------	-----	184.6	176.2	147.2
200	188.2	180.8	170.2	207.8	198.2	163.6
225	211.8	203.4	191.6	230.8	220.4	184.0
250	235.4	226.2	212.8	258.4	246.8	204.4
280	------	------	------	290.8	277.6	229.2
315	296.2	285.0	267.4	327.6	312.8	257.8
355	------	-----	------	369.2	352.6	290.6
400	376.6	361.8	340.6	415.4	396.6	327.2
450	-----	-----	--------	461.8	440.8	368.2
500	-----	-----	------	517.2	494.0	409.0
560	-----	-------	------	582.0	555.8	458.2
630	------	-----	-----			515.4

ANNEXE 33: Catalogue de conduite en P