



**CONTRIBUTION À L'AMELIORATION DE L'ACCES À L'EAU
POTABLE DE LA VILLE DE SEGUELA ET DE SES
LOCALITES ENVIRONNANTES (CÔTE D'IVOIRE).**

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER EN EAU ET ASSAINISSEMENT
SPECIALITE EAU ET ASSAINISSEMENT

Présenté et soutenu le 25 janvier 2021 par

Bi Gohi Richard TIE 20170456

**Encadreur pédagogique : M. Moussa FAYE, Assistant d'enseignement et de Recherche
à 2iE.**

**Maitre de stage : M. Ange Philippe KHALIL, Chef de service Hydraulique chez
INFRATTP**

Jury d'évaluation du mémoire :

Président :

Dr. Lawani Adjadi MOUNIROU, Enseignant-Chercheur à 2iE

Membres et correcteurs :

Dr. Roland YONABA, Enseignant-Chercheur à 2iE

M. Moussa FAYE, Assistant d'enseignement à 2iE

Promotion [2020-2021]

DEDICACES

Je dédie ce mémoire,

À mon père **GOULI Bi Tié Michel**,

À ma mère **N'GUESSAN Amino Jacqueline**,

Pour avoir cru en moi et consenti des efforts pour mon éducation.

Soyez-en sûr ils ne seront pas vains par la grâce de Dieu tout puissant et de vos bénédictions.

À mes frères et sœurs, **Charles, Nicolas, Guy Roland, Lens, Gastien, Donatienne, Innocent et Sarah** pour leurs soutiens, encouragements et joie de vivre !

À ma femme, **Caroline MOUSSAN Epse IRIE**, pour son soutien.

À ma fille, **TIE Lou Bali Sophie Marie Yasmine**, pour sa grâce sur ma vie.

TIE Bi

CITATIONS

Ne laisser personne de côté !

Journée Mondiale de l'Eau 2019

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce mémoire de fin d'études a été possible grâce au concours appréciable d'un certain nombre de personnes physiques et morales. Il est donc pour moi un grand honneur et un réel plaisir de rendre hommage, de témoigner ma profonde reconnaissance et de formuler mes remerciements aux personnes qui ont apporté leur soutien et contribué à finaliser ce travail.

Je souhaiterais en premier lieu à remercier,

- 2iE Professeur El Hadji Bamba DIAW, Directeur Général de 2iE ;
- 2iE Professeur Mahamadou KOITA, Directeur des Enseignements et des Affaires Académiques ;
- 2iE Professeur Harinaivo Anderson ANDRIANISA, Chef du département Génie de l'Eau, de l'Assainissement, de l'Aménagement Hydro-Agricole ;
- 2iE Monsieur Moussa Diagne FAYE, Assistant d'enseignement et de Recherche hydraulique, 2iE, encadreur pédagogique, pour sa disponibilité et ses remarques pertinentes ;
- 2iE M. Abdouramane SANOUSSI, Coordinateur du projet BAD NMI du 2iE ;
- 2iE Le corps professoral du 2iE pour leur dévouement dans la formation.

Je tiens également à remercier et à adresser ma gratitude aux personnes suivantes, pour l'expérience enrichissante que j'ai eu la chance de vivre au sein de INFRATP Ingénieur Conseil :

 M. Seydou COULIBALY, Directeur General d'INFRATP Ingénieur Conseil, pour m'avoir permis de faire ce stage de fin d'études. Pour sa disponibilité, ses précieux conseils, son encouragement sans cesse renouvelés ont laissé sur moi un impact indélébile non seulement sur le plan scientifique et technique, mais aussi sur le plan humain. Merci infiniment pour la confiance, la compréhension et surtout pour les enseignements dont j'ai bénéficié auprès de vous ;

 M. Zoumana COULIBALY, Directeur General Adjoint d'INFRATP Ingénieur Conseil pour ses conseils et partage d'expérience ;

 M. Ange Philippe KHLIL, Chef de projet Hydraulique chez d'INFRATP Ingénieur Conseil, notre maître de stage, pour ses partages d'expériences, sa disponibilité aux discussions que nous avons eues à mener et ses conseils précieux m'ont été d'un grand intérêt, ses conseils et sa fraternité ;



M. Boris Donald ASSEUFI, Chargé d'études hydraulique chez INFRATP Ingénieur Conseil, son partage d'expériences, sa disponibilité aux discussions que nous avons eues à mener et ses conseils précieux m'ont été d'un grand intérêt ;



M. Tiekoura COULIBALY, Chef de service Génie Civil chez d'INFRATP Ingénieur Conseil, pour ses conseils et partage d'expériences ;



Tout le personnel d'INFRATP Ingénieur Conseil ;



Mes sincères remerciements vont, également à l'endroit des aînés Lonissongui COULIBALY et Melaine Koffi KOUAKOU, pour m'avoir recommandé pour ce stage.



Je remercie également la Banque Africaine de Développement (BAD), pour avoir financé ma formation au 2iE ;



M. Hemez KOUASSI, pour son soutien et assistance lors de la rédaction ;



Mes remerciements vont aussi aux camarades de classe.

Par crainte d'avoir oublié quelqu'un, que tous ceux et celles dont je suis redevable se voient ici vivement remerciés. Je vous témoigne ma profonde reconnaissance.

RESUME

La ville de Séguéla et ses localités environnantes connaissent un déficit dans l'approvisionnement en eau potable. Dans le souci d'améliorer les conditions d'accès à l'eau potable, un projet de renforcement de la capacité de production dénommée « **12 Villes** » a été mis en place par l'État de Côte d'Ivoire. C'est dans ce cadre que s'inscrit la présente étude. L'objectif principal de cette étude est de proposer un plan de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Séguéla et de ses localités environnantes. Pour ce faire, une visite de site a été réalisée, afin de mettre en lumière les faiblesses du système d'alimentation en eau potable de ces localités et de proposer des solutions pour son renforcement. Par la suite, l'évaluation des besoins en eau fut effectuée suivi d'une étude hydrologique dans l'optique de s'assurer de la disponibilité de la ressource pour les besoins de production. Pour terminer, les ouvrages et équipements nécessaires pour le renforcement ont été dimensionnés. Ainsi, pour une population estimée à **149 442** habitants à l'**horizon 2038** du projet, il faudra prélever un débit de **485 m³/h** pour satisfaire les besoins. La ressource en eau retenue pour le captage est le **fleuve Sassandra à Bac Semien** et sa disponibilité s'est avérée satisfaisante. De plus, pour pallier les défaillances relevées notamment la faible capacité de la retenue et la vétusté des installations, la construction d'une nouvelle ligne d'adduction a été préconisée. Elle sera constituée d'une **station d'exhaure**, d'une **station de traitement** d'une capacité de **485 m³/h** comprenant une **bâche d'un volume de 500 m³** et une **salle de reprise**, tous deux situées à Bac Semien. La ligne d'adduction sera également constituée d'une **seconde bâche de 500 m³** et aussi d'une **seconde salle de reprise** qui seront implantées dans la localité de Dasso à partir desquelles sera refoulée l'eau traitée vers le **château 500 m³ qui sera construit à Drissasso** et le **château 500 m³ existant** de la ville de Séguéla. Les canalisations pour le transfert de l'eau de l'exhaure à la station et celle reliant la station de la salle de reprise de Dasso seront en **fonte ductile DN 500** avec une longueur total d'environ **41 km**. Tandis que celles reliant la salle de reprise de Dasso au château de Séguéla et de Drissasso seront respectivement en **fonte ductile DN 400** avec une longueur d'environ **26 km** et **DN 300** pour une longueur de **10 km**. Cette nouvelle conception est assortie d'un plan de gestion environnementale et sociale et d'une étude financière qui a permis de déterminer le coût global du projet qui s'élève à **17 670 051 600 FCFA TTC** pour un mètre cube d'eau estimé à **425 FCFA**.

Mot clés

- 1 – Défaillance ;**
- 2 - Déficit ;**
- 3 - Eau potable ;**
- 4 – Renforcement ;**
- 5 - Séguéla.**

ABSTRACT

The city of Séguéla and its surrounding localities have a deficit in the supply of drinking water. In order to improve the conditions of access to drinking water, a project to strengthen the production capacity called "**12 Villes**" has been set up by the State of Côte d'Ivoire. It is within this framework that the present study falls within the scope of the project. The main objective of this study is to propose a plan to strengthen the drinking water supply of the city of Séguéla and its surrounding localities. To this end, a site visit was carried out in order to highlight the weaknesses of the drinking water supply system in these localities and to propose solutions for its reinforcement. Subsequently, an assessment of water needs was carried out followed by a hydrological study to ensure the availability of the resource for production needs. Finally, the works and equipment necessary for the reinforcement were dimensioned. Thus, for a population estimated at **149,442 inhabitants by 2038** of the project, a **flow rate of 485 m³/h** will have to be taken to meet the needs. The water resource selected for the catchment is the Sassandra River at Bac Semien and its availability has proved satisfactory. In addition, to compensate for the failures noted, particularly the low capacity of the reservoir and the obsolescence of the installations, the construction of a new supply line has been recommended. It will consist of a dewatering station, a treatment station with a capacity of **485 m³/h** including a **500 m³** volume tarpaulin and a recovery room, both located in Bac Semien. The supply line will also be made up of a second **500 m³ tank** and also a **second recovery room** which will be located in the locality of Dasso, from which the treated water will be pumped to the **500 m³ castle** to be built in Drissasso and the existing **500 m³ castle** in the town of Séguéla. The pipes for transferring the water from the dewatering plant to the station and the one connecting the station to the Dasso recovery room will be made of **DN 500** ductile cast iron. While those connecting the Dasso recovery room to the Château de Séguéla and Drissasso will be in DN 400 and DN 300 ductile cast iron respectively. This new design is accompanied by an environmental and social management plan and a financial study that has made it possible to determine the overall cost of the project, which amounts to **17,670,051,600 FCFA** (including tax) for a cubic meter of water estimated at **425 FCFA**.

Key words

- 1- Deficit ;**
- 2- Drinking water ;**
- 3- Failure ;**
- 4- Reinforcement;**
- 5- Séguéla.**

FICHE TECHNIQUE

Localisation		
Région	Worodougou	
Ville	Séguéla	
Localités environnantes	Dienfé, Mangbara, Bac Semien, Dasso, Teguela, Gbemasso, Drissasso, Bingoro, Siana, Siakasso, Tala, Soba, Bolo, Oussougoula, Mangbassokourou, Kavena, Lalo, Lahoua, Diabala, Gbena, Messoromasso, Bekoro, Bereni duala, Sifié, Kamalo et Kouégo.	
Coordonnées	X	7° 57'28.08'' N
	Y	6°40'53.49'' O
Population desservie		
Population desservie dans l'immédiat (2023)	63 583	
Population desservie à terme (2038)	149 442	
Demande en eau et débits		
Demande en eau	9700 m ³ /j	
Débit de production	485 m ³ /h	
Débit d'adduction	460 m ³ /h	
Station d'exhaure		
Débit à pomper	485 m ³ /h	
Côte (PHE)	273,5 m	
Côte (PBE)	264,23 m	
Côte d'aspiration	263,53 m	
HMT	20 m	
Station de traitement		
Capacité de la station	485 m ³ /h	
Volume du bassin de mélange	8,4 m ³	
Volume du bassin de floculation	84 m ³	
Volume du décanteur	130 m ³	
Surface de décantation	240 m ²	
Volume de la bâche	500 m ³	
Château		
Château d'eau de Drissasso	Volume	500 m ³
	Hauteur	25 m
	Nature	Béton armé de forme cylindrique
Château d'eau de Séguéla	Volume	500 m ³
	Hauteur	20 m
	Nature	Béton armé de forme cylindrique
Conduite de refoulement		
Nature	Fonte ductile	
Diamètre	DN 300, DN 400 et DN500 mm	
Longueur réseau	70 km	
Pompes		
Hydromobil (Exhaure)	HMT	19,87 m
	Débit	486,7 m ³ /h
KSB/KWP O 200-200-470	HMT	30,60 m
	Débit	467,4 m ³ /h
KSB/KWP O 150-150-140	HMT	29,12 m
	Débit	131,2 m ³ /h
KSB/KWP O 150-150-340	HMT	29,05 m
	Débit	332,5 m ³ /h

LISTE DES ABREVIATIONS ET ACRONYMES

AEP : Alimentation en Eau Potable ;

BCEAO : Banque Centrale des États de l'Afrique de l'Ouest ;

CEDEAO : Communauté Économiques des États de l'Afrique de l'Ouest ;

CIE : Compagnie Ivoirienne d'Électricité ;

DN : Diamètre Nominale ;

FCFA : Franc des Colonies Françaises de l'Afrique de l'ouest ;

HMT : Hauteur Manométrique Totale ;

HT : Hors taxes ;

INS : Institut National de la Statistique ;

NB : Nota Bene ;

ONEP : Office National de l'Eau Potable ;

PDC : Pertes De Charge ;

PMA : Pression Maximal admissible ;

PME : Petit et Moyenne Entreprise ;

PME : Petite et Moyenne Entreprise ;

PN : Pression Nominal ;

RGPH : Recensement General de la Population et de l'Habitat ;

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

STEP : Station de Traitement d'Eau Potable ;

TAC : Titre Alcalimétrique Complet ;

TTC : Toutes Taxes Comprises ;

VRD : Voirie et Réseau Divers.

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

° : degré ;

CE : Château d'Eau ;

km : kilomètre ;

kw : kilowatt ;

kwh : kilowattheure.

L : longueur ;

m : mètre ;

mCE : mètre colonne d'eau ;

mm : millimètre ;

pc : puissance consommée ;

pH : Potentiel d'hydrogène ;

Pmax : Profondeur maximale ;

Pmin : Profondeur minimale ;

Q : Débit ;

SR : Salle de Reprise ;

TN : Terrain Naturel ;

Trax : Tranchée.

SOMMAIRE

DEDICACES	i
CITATIONS.....	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	v
ABSTRACT	vi
FICHE TECHNIQUE.....	vii
LISTE DES ABREVIATIONS ET ACRONYMES	viii
LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS	ix
SOMMAIRE	x
LISTE DES TABLEAUX	xiv
LISTES DES FIGURES	xvi
LISTE DES EQUATIONS	xvi
LISTE DES ANNEXES	xviii
I.INTRODUCTION.....	1
II.PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DE LA ZONE D'ETUDE	3
II.1. Présentation de la structure d'accueil.....	3
II.2. Présentation de la zone d'étude.....	4
II.2.1. Localisation de la zone d'étude.....	4
II.2.2. Cadre physique.....	6
II.2.3. Cadre climatologique.....	7
II.2.4. Cadre socio-économique.....	9
III. PRESENTATION DU PROJET	10
III.1. Dispositions institutionnelles.....	10
III.2. Données de base et hypothèses de dimensionnement	10
III.2.1. Horizon du projet	10
III.2.2. Programme d'exécution du projet.....	10

III.2.3. Choix des localités environnantes	10
III.2.4. Typologie des localités	11
III.2.5. Consommation spécifique	11
III.2.6. Taux de raccordement	11
III.2.7. Temps de pompage.....	11
III.2.8. Choix des pompes	11
IV. ETAT DES LIEUX DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE	12
IV.1. Etat des lieux des installations existantes de Séguéla.....	12
IV.2. Synthèse de l'état des lieux de l'alimentation en eau	12
V. METHODOLOGIE DE CONCEPTION.....	14
V.1. Matériels et logiciels	14
V.2. Méthodologie	14
V.2.1. Collecte de données.....	14
V.2.2. Traitement des données	15
V.2.3. Évaluation de la demande et des besoins en eau.....	15
V.2.4. Évaluation de la disponibilité de la ressource.....	19
V.2.5. Dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques.....	21
V.2.6. Raccordement électrique des installations.....	43
V.2.7 Simulation hydraulique	43
V.2.8. Impacts du projet.....	43
V.2.9. Études financière.....	44
VI. ETUDES DE FAISABILITE TECHNIQUE.....	46
VI.1. Estimation de la demande et des besoins en eau	46
VI.1.1. Localités	46
VI.1.2. Population.....	46
VI.1.3. Demande et besoins en eau.....	46
VI.1.4. Débits de dimensionnement	46

VI.1.5. Débit de projet	48
VI.2. Évaluation de la disponibilité de la ressource	48
VI.2.1. Présentation du cours d'eau	48
VI.2.2. Contrôle et analyse des données	49
VI.2.3. Analyse fréquentielle	49
VI.2.4. Analyse des périodes hydrologiques	50
VI.2.5. Évaluation journalière de la disponibilité	51
VI.3. Dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques	49
VI.3.1. Conduite de refoulement	49
VI.3.2. Système de pompage	50
VI.3.3. Station de traitement	51
VI.3.4. Château d'eau	56
VI.3.5. Raccordement électrique des installations	57
VI.4. Schéma d'aménagement retenu	58
VII. ETUDES DE FAISABILITE FINANCIERE	60
VII.1. Devis quantitatif et estimatif	60
VII.2. Estimation de l'amortissement des équipements	60
VII.3. Estimation des charges d'exploitation	61
VII.3.1. Charges d'entretien des installations	61
VII.3.2. Charges des réactifs	61
VII.3.3. Charges électricité	61
VII.3.4. Charges du personnel	62
VII.3.5. Volume d'eau produit à l'horizon du projet	62
VII.3.6. Prix du mètre cube d'eau	62
VIII.IMPACTS DU PROJET	63
VIII.1. Impacts potentiels du projet en phase préparatoire et d'installation	63
VIII.1.1. Impacts positifs	63

VIII.1.2. Impacts négatifs.....	63
VIII.2. Impacts potentiels du projet en phase de construction.....	63
VIII.2.1. Impacts positifs	63
VIII.2.2. Impacts négatifs.....	64
VIII.3. Impacts potentiels du projet en phase d'exploitation et d'entretien.....	65
VIII.3.1. Impacts positifs	65
VIII.3.2. Impacts négatifs.....	65
VIII.4. Mesures pour la gestion des impacts potentiels du projet	65
VIII.4.1. Phase de préparation et de construction.....	65
VIII.4.2. Phase d'exploitation et d'entretien	66
IX. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	68
X. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE ET WEBOGRAPHIE	69
X.ANNEXES	70

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques de la pluie annuelle à la station de Séguéla.....	8
Tableau 2: Consommation spécifique	11
Tableau 3 : Taux de raccordement	11
Tableau 4 : Matériel utilisé	14
Tableau 5: Hypothèses et critères de conception du déversoir	30
Tableau 6 : Critères de conception du bac de mélange rapide.....	31
Tableau 7: Critères de conception du flocculateur.....	32
Tableau 8: Critères de conception des pompes doseuses et bacs de préparation chlore	34
Tableau 9 : Critères de conception des pompes doseuses et bacs de préparation du coagulant	34
Tableau 10:Hypothèses et critères de conception des pompes doseuses, du saturateur et du bac de préparation de la chaux pour la neutralisation et la reminéralisation	34
Tableau 11: Critères de conception du décanteur	36
Tableau 12 : Critères de conception du décanteur	38
Tableau 13 : Critères de conception des équipements de lavage des filtres	39
Tableau 14 : Critère de conception des pompes doseuse et bac de préparation du chlore pour la désinfection.....	40
Tableau 15 : Hypothèses de dimensionnement de la bache d'eau filtrée	41
Tableau 16 : Hypothèses de dimensionnement du château	42
Tableau 17 : Valeur recommandées	43
Tableau 18 : Localités du projet.....	46
Tableau 19 : Synthèses de l'estimation de la demande et des besoins en eau.....	47
Tableau 20: Caractéristiques du bassin versant	48
Tableau 21 : Analyse fréquentielle à partir de Gumbel.....	49
Tableau 22: Analyse des périodes hydrologiques	50
Tableau 23 : Disponibilité journalière de la ressource	51
Tableau 24 : Caractéristiques des conduites de refoulement	49
Tableau 48 : Vérification de la nécessité de pose de l'anti-bélier	49
Tableau 25 : Côte fonctionnelles de la station de pompage	50
Tableau 26 : Caractéristiques des pompes à installer dans les salles de reprise	51
Tableau 27 : Caractéristiques du répartiteur	51
Tableau 28 : Caractéristique géométrique du bassin de mélange	52

Tableau 29 : Caractéristiques de l'agitateur du bassin de mélange	52
Tableau 30 : Caractéristiques des bacs et des pompes doseuses.....	52
Tableau 31 : Choix des pompes doseuses à utiliser	53
Tableau 32 : caractéristiques géométriques du flocculateur.....	53
Tableau 33 : Caractéristiques de l'agitateur du flocculateur.....	53
Tableau 34 : Dimensions de chacun des décanteurs	54
Tableau 35 : Caractéristique des lamelles.....	54
Tableau 37 : Caractéristiques des filtres.....	55
Tableau 38 : Caractéristique des pompes pour le lavage.....	55
Tableau 39 : Caractéristiques de la bâche d'eau traitée	55
Tableau 40 : Caractéristique des bacs et de la pompe doseuse pour la désinfection de l'eau traitée	56
Tableau 41 : choix de la pompe doseuse	56
Tableau 51 : les équipements du poste de chloration du château de Drissasso	57
Tableau 52 : les équipements du poste de chloration du château de Séguéla.....	57
Tableau 53 : Choix de la pompe doseuse	57
Tableau 54 : Bilan de puissance des installations	57
Tableau 55: Devis quantitatif et estimatif.....	60
Tableau 56 : Estimation de l'amortissement des équipements	60
Tableau 57 : Charges des réactifs.....	61
Tableau 58 : Charges électricité.....	61
Tableau 59 : Charges du personnel	62
Tableau 60 : Total amortissement et charges.....	62

LISTES DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de la structure d'accueille.....	3
Figure 2 : Localisation de la zone d'étude	5
Figure 3 : Fleuve Sassandra	7
Figure 4 : Évolution de la pluie mensuelle à la station de Séguéla (1980 – 2001)	8
Figure 5 : Évolution des températures minimales, moyennes et maximales (1980-2017).....	9
Figure 6 : Cours d'eau traversant la zone de projet	20
Figure 7 : Plaque lamellaire	37
Figure 8: Bassin versant du fleuve Sassandra à Bac Semien.....	48
Figure 9 : Test de stationnarité.....	49
Figure 10 : Test d'adéquation de Khi deux	50

LISTE DES EQUATIONS

Équation 1 : Formule de Thomas MALTHUS.....	16
Équation 2: Estimation des besoins domestiques.....	16
Équation 3 : Estimation des besoins socio-économiques	17
Équation 4 : Estimation de la demande globale	17
Équation 5 : Estimation du besoin journalière de pointe.....	17
Équation 6 : Formule du génie rural.....	18
Équation 7 : Estimation de la demande	18
Équation 8: Estimation du débit de production.....	18
Équation 9 : Estimation du débit d'adduction.....	19
Équation 10 : Formule de détermination des périodes basses eaux et hautes eaux	21
Équation 11 : Formule du calcul du diamètre théorique	22
Équation 12 : Condition de Flamant.....	22
Équation 13 : Calcul de la vitesse	22
Équation 14 : Condition de posses des conduites	23
Équation 15 : Formule d'ALLIEVI	24
Équation 16 : Variation de pression dans le cas d'un arrêt brusque (Formule d'Allievi-Joukovski).....	24
Équation 17 : Évaluation de la supression	24
Équation 18 : Évaluation de la dépression.....	24
Équation 19 : Paramètres adimensionnels A	25

Équation 20 : Paramètres adimensionnels K	25
Équation 21 : Pression statique absolue.....	25
Équation 22 : Volume de la conduite	26
Équation 23 : Volume d'air détendu	26
Équation 24 : Pression normale absolue	26
Équation 25 : Volume du réservoir anti bélier	26
Équation 26 : Vitesse d'étranglement	26
Équation 27 : Diamètre de la conduite de liaison.....	27
Équation 28 : Calcul de la HMT	27
Équation 29 : Relation de Darcy-Weisbach.....	28
Équation 30 : formule de Colebrook-White développé par Swamme et Jain.....	28
Équation 31 : Formule du nombre de Reynolds.....	28
Équation 32 : Condition pour éviter la cavitation	29
Équation 33 : Puissance hydraulique.....	29
Équation 34 : Puissance absorbée	29
Équation 35 : Coefficient de débit.....	31
Équation 36 : Longueur du seuil	31
Équation 37 : Longueur du canal	31
Équation 38 : Volume des ouvrages de coagulation floculation.....	32
Équation 39 : Surface des ouvrages de coagulation floculation	32
Équation 40 : Tirant d'eau des ouvrages de coagulation floculation	33
Équation 41 : Hauteur des ouvrages de coagulation floculation.....	33
Équation 42 : Puissance de l'agitateur du bassin de mélange	33
Équation 43 : Débit des pompes doseuse du chlore	35
Équation 44 : Volume du bac de préparation du chlore	35
Équation 45 : Volume du décanteur	36
Équation 46 : Surface du décanteur.....	36
Équation 47 : Longueur du décanteur.....	37
Équation 48 : Hauteur des lamelles	37
Équation 49 : Surface totale projetée.....	37
Équation 50 : Estimation du nombre de lamelle	38
Équation 51 : Surface total des filtres.....	39
Équation 52 : Surface unitaire des filtres.....	39
Équation 53 : Hauteur des filtres.....	39

Équation 54: Débit pompe d'eau.....40

Équation 55 : Débit du supprimeur.....40

Équation 56 : Débit pompe doseuse du chlore.....41

Équation 57: Volume des pompes doseuses41

Équation 58 : Volume de la bache de reprise.....42

Équation 59 : Longueur de la bache42

Équation 60 : Volume du château42

Équation 61 : Puissance installée43

Équation 62 : Amortissement comptable des équipements44

Équation 63 : Volume d'eau produit à l'horizon du projet.....44

Équation 64 : Estimation du prix de revient45

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Évaluation des demandes et besoin domestiques en eauIII

Annexe 2: Évaluation globale des demandes et besoins en eau..... IV

Annexe 3 : Choix des diamètres des conduites VI

Annexe 4 : Dimensionnement des pompes IX

Annexe 5 : Exemple de catalogue VIII

Annexe 6 : Dimensionnement du répartiteur IX

Annexe 7 : Dimensionnement du bassin de mélange IX

Annexe 8 : Dimensionnement du flocculateur IX

Annexe 9 : Dimensionnement du décanteur lamellaire..... IX

Annexe 10 : Dimensionnement d'une bacheX

Annexe 11 : Dimensionnement du châteauX

Annexe 12 : Dimensionnement de l'anti-bélier.....X

Annexe 13 : Bilan de puissance XII

Annexe 14 : Devis quantitatif et estimatif XV

Annexe 15 : Charge du personnel XV

Annexe 16 : Charges des réactifsXVI

Annexe 17 : Amortissement.....XVI

Annexe 18: Charge électricité..... XVII

Annexe 19 : Données hydrométriqueXXI

Annexe 20 : Desserte des localités à partir du CE de Séguéla..... XXII

Annexe 21: Desserte des localités à partir du CE de Drissasso	XXIII
Annexe 22 : Abaque pour dimensionnement du répartiteur	XXIV
Annexe 23 : Analyse physico-chimique de l'eau à traiter.....	XXV
Annexe 24 : Ventouse à installer sur le réseau	XXVI
Annexe 25 : Vidange à installer sur le réseau	XXVII
Annexe 26 : Choix de la conduite de refoulement de l'eau brute.....	XXVIII
Annexe 27 : Choix de la conduite reliant la STEP à la salle de reprise de Dasso	XXVIII
Annexe 28 : Choix de la conduite reliant la salle de reprise de Dasso au château d'eau de Séguéla.....	XXVIII
Annexe 29 : Synthèses des hypothèses d'évaluation des besoins et demande	XXVIII
Annexe 30 : Dessertes des localités à partir du château de Séguéla	XXIX
Annexe 31 : Dessertes des localités à partir du château de Drissasso	XXIX
Annexe 32 : Synoptique de la stratégie de renforcement	XXX
Annexe 33 : Installations existantes	XXXI
Annexe 34: Abaque de Meunier.....	XXXII

I. INTRODUCTION

Selon le Recensement Général de la Population et l'Habitat (2014), la densité de la population en Côte d'Ivoire est de 70,3 hab/km². Plus de cinquante (50%) pourcent de cette population vivrait en milieu urbain avec des problèmes d'accès aux infrastructures de bases (eau, l'assainissement, l'électricité...) (INS 2014).

En ce qui concerne l'accès à l'eau potable, de nombreux efforts ont été faits par l'Etat de Côte d'Ivoire, avec l'appui des bailleurs de fonds pour accroître le taux de desserte, afin d'atteindre les objectifs du développement durable. Cette situation fait que le secteur de l'alimentation en eau potable en milieu urbain en Côte d'Ivoire (avec un taux de desserte de 66 % en 2013) est considéré comme un modèle en Afrique subsaharienne, du fait d'une gestion efficace du service à travers un partenariat public privé avec la Société de Distribution d'Eau de la Côte d'Ivoire (SODECI).

Malgré ce fait, dans certaines villes secondaires, l'accès à l'eau reste une problématique à cause l'accroissement du taux d'urbanisation et de la détérioration des infrastructures de desserte et d'approvisionnement en eau potable. Les difficultés d'accès à l'eau potable est l'un des problèmes que connaissent les villes en développement (KOUKOUNGNON 2012). La ville de Séguéla n'en fait pas exception.

Caractérisée par une démographie galopante accompagnée d'une forte urbanisation, l'un des défis majeurs du département de Séguéla est l'approvisionnement en eau potable de ses localités. En effet, la mise en service d'ouvrages de traitement et de stockage en 1988 venu en appoint aux infrastructures hydrauliques installées dans la ville de Séguéla depuis 1975 a permis une nette amélioration de la capacité globale de production en eau de la ville. Au regard, de cet élan de développement de la ville qui prévaut, si l'on n'y prend pas garde, les capacités de production en eau potable seront déficitaires dans quelques années. De plus, les fluctuations des débits observés sur la rivière Yanni en fonction des saisons et la faible capacité de la retenue constituent des menaces pour le bon fonctionnement du système adducteur de la ville (**Direction SODECI Séguéla**). Outre les problèmes susmentionnés, plusieurs localités du département de Séguéla et même certains quartiers périphériques de la ville de Séguéla sont confrontés à des difficultés d'accès à l'eau potable.

Compte tenu de l'importance des questions liées à un approvisionnement normalisé en eau potable sur les conditions de vie des ménages, ce secteur constitue un des axes prioritaires d'intervention dans la politique de lutte contre la pauvreté pour l'Etat Ivoirien.

Vu cet état des faits, l'Etat ivoirien a entrepris un vaste programme de renforcement du système d'alimentation d'eau potable à travers tout le pays. C'est dans ce cadre que le Ministère de l'Hydraulique à travers l'Office National de l'Eau Potable, a initié le Projet « **12 Villes** » et leurs localités environnantes avec l'appui financier d'Exim Bank dont bénéficiera la ville de Séguéla et ses localités environnantes (hydraulique.gouv.ci)

À cet effet, le Bureau d'étude INFRATP Ingénieur Conseil a été retenu pour réaliser les études techniques du projet d'alimentation de la ville de Séguéla et de ses localités environnantes. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude intitulé « **Contribution à l'amélioration de l'accès à l'eau potable dans la ville de Séguéla et de ses localités environnantes** »

L'objectif principal de cette étude est de proposer un plan de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Séguéla et de ses localités environnantes. Il s'agira plus spécifiquement de :

- Diagnostiquer le système de production d'eau potable existant ;
- Réaliser une étude de faisabilité technique des solutions de renforcement du système de production d'eau potable ;
- Faire l'étude financière des solutions proposées.

Ce rapport constitue la synthèse des résultats attendus et est structuré comme suit. La première partie traitera des généralités et de l'état des lieux. La seconde partie fera l'inventaire du matériel utilisé et dévoilera la méthodologie. Quant à la dernière, elle présentera l'étude de faisabilité technique et économique ainsi que les impacts du projet.

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

II.1. Présentation de la structure d'accueil

INFRATP Ingénieur Conseil est une société anonyme (SA) de droit Ivoirien créée en 2014 dont le siège social se situe à Abidjan dans la commune de Cocody. Il a un capital de vingt millions (20 000 000) de FCFA. La création d'INFRATP Ingénieur Conseil précède de la volonté de ses dirigeants de proposer des services de qualité aux gouvernants, bailleurs de fonds, structures décentralisées et partenaires au développement.

Les domaines d'activité d'INFRATP IC sont :

-  Infrastructures hydrauliques ;
-  Aménagement urbain et infrastructure de transport ;
-  Énergie, environnement et développement durable ;
-  Recherche et développement.

Les services offerts par INFRATP IC sont :

-  Études et conception ;
-  Supervision et contrôle des travaux ;
-  Assistance à la maîtrise d'ouvrage ;
-  Formation.

La structure organisationnelle d'INFRATP IC est la suivante :

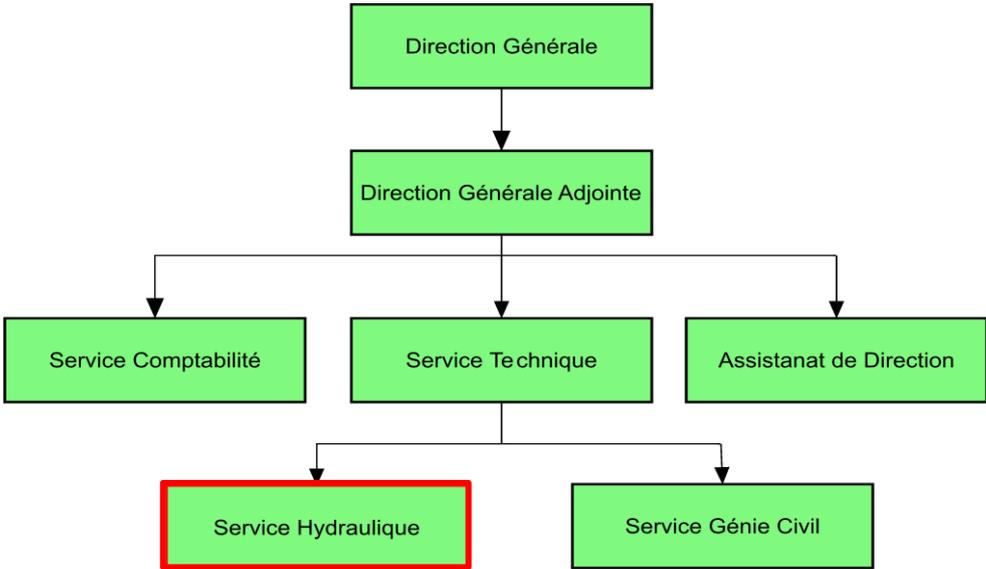


Figure 1: Organigramme de la structure d'accueil

II.2. Présentation de la zone d'étude

II.2.1. Localisation de la zone d'étude

La zone du projet est située à Séguéla, ville située au nord-est de la Côte d'Ivoire. Les coordonnées géographiques du site sont les suivants :

- Latitude : 7°57' Nord ;
- Longitude : 6°40' Ouest ;
- Altitude moyenne : 500-200 m.

Séguéla est le chef-lieu de la région du Woroba (Figure 1). La ville de Séguéla est située au nord-ouest de la Côte d'Ivoire à environ 528 km d'Abidjan et 285 km de Yamoussoukro. La région du Woroba regroupe le département de Séguéla et le département de Kani. Le département de Séguéla est composé six sous-préfectures (Kamalo, Sifié, Worofla, Dualla, Massala et bobi-Diarabana). Les limites administratives du département de Séguéla sont :

- au nord : département de Kani ;
- au sud : département de Vavoua (Region du Haut Sassandra) ;
- à l'est : département de Mankono (Région du Béré) ;
- à l'ouest : département de Biankouma (Région du Tonpki) et département de Touba (région du Bafing).

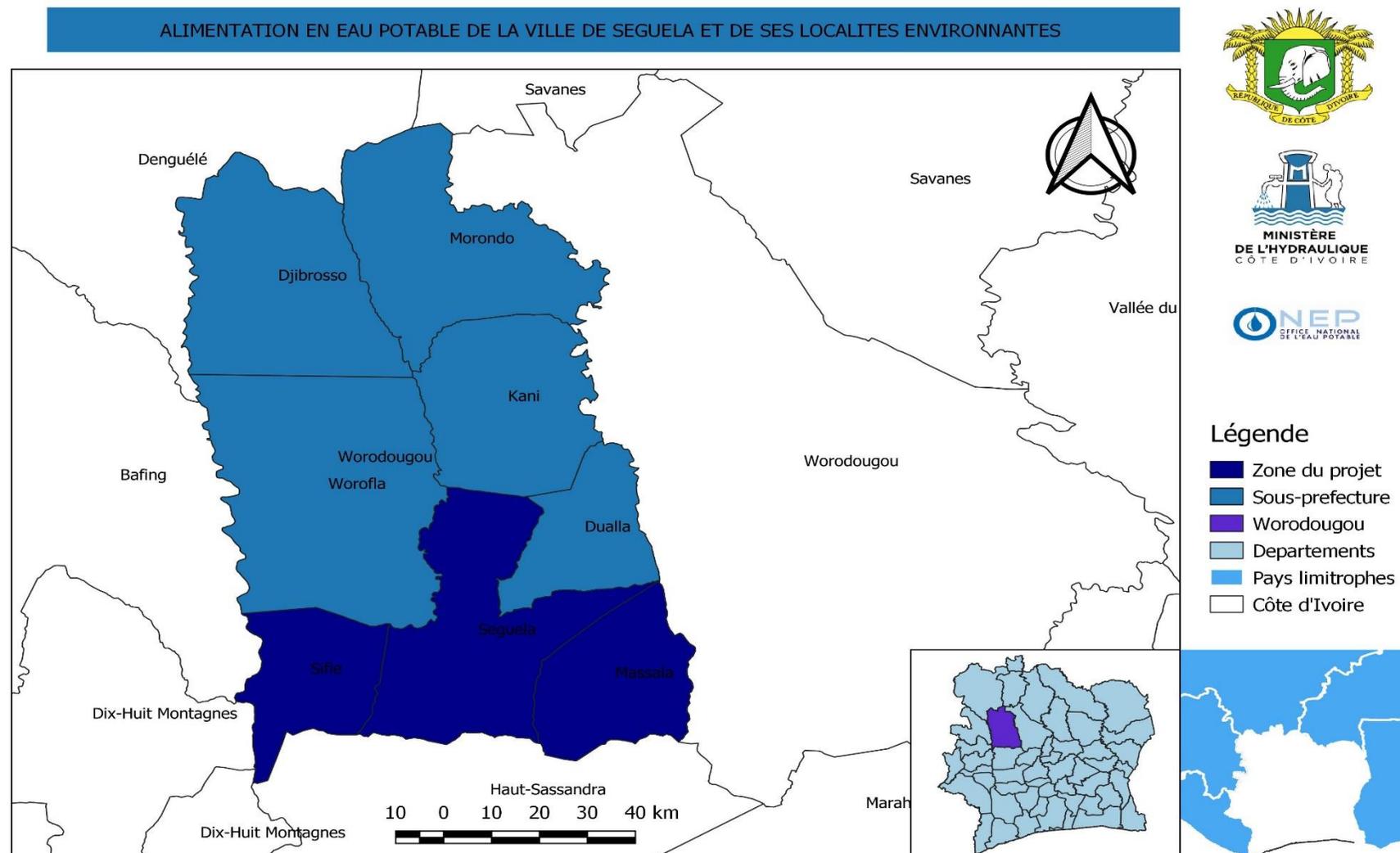


Figure 2 : Localisation de la zone d'étude

II.2.2. Cadre physique

II.2.2.1. Hydrogéologie

Les différents types de nappes rencontrées sont intimement liés à la géologie de la zone du projet. Le département est sur le socle cristallin. Sur ce substratum granitique ou schisteux, il est admis l'existence de deux aquifères superposés. Les ressources en eau se trouvent alors dans deux entités géologiques issues de l'altération des roches :

- les aquifères des altérites ;
- les aquifères de fissures et de fractures du socle.

II.2.2.2. Hydrographie

Le département est à cheval entre le bassin versant du Sassandra à l'ouest et celui de la Marahoué à l'est. Ces cours d'eau ne sont pas navigables. Les cours de la région appartiennent au régime hydrologique de type tropical de transition. Ce régime comporte généralement une crue unique en août, septembre, octobre, suivie d'un tarissement rapide en novembre et décembre, puis d'une longue période de basses eaux de janvier à mai, pendant laquelle le débit tombe à une très faible valeur.

II.2.2.3. Présentation du fleuve Sassandra

Le nom du fleuve est d'origine portugaise : **les navigateurs portugais Joao de Santarem et Pedro de Escobar**, après avoir trouvés la région en 1471, ont donné à ce fleuve, ainsi qu'à la localité située à son embouchure, **le nom de rio San Andrea, nom qui sera déformé ensuite en Sassandra. Le fleuve prend sa source dans les hautes terres du nord-ouest du pays, à l'est de la ville d'Odienné.** Il porte dans son cours supérieur le nom de Tienba. Dès sa naissance, il s'oriente vers le sud. **On l'appelle Sassandra après sa confluence avec le Gouan (encore appelé Bafing Sud)**, venu de l'ouest, des hauteurs de Guinée. Sur son cours moyen, juste en aval de la confluence avec le N'zo (rive droite), on a construit en 1980 le barrage de Buyo qui a formé le lac de Buyo. Il s'oriente alors vers le sud-est et reçoit en rive gauche les eaux du Lobo. Peu après la ville de Soubré, le fleuve forme les rapides Popoli, puis le rapide Bidou. Le Sassandra reçoit en rive gauche les eaux du Davo juste avant son embouchure dans l'Océan Atlantique au niveau de la ville de Sassandra.

Sa longueur totale est de **650 km** et son bassin hydrographique couvre **75 000 km²**, son débit moyen est **541 m³/s** à Soubre.

Source : [https://fr.wikipedia.org/wiki/Sassandra_\(fleuve\)](https://fr.wikipedia.org/wiki/Sassandra_(fleuve)) consulté le 08 février à 03h19.

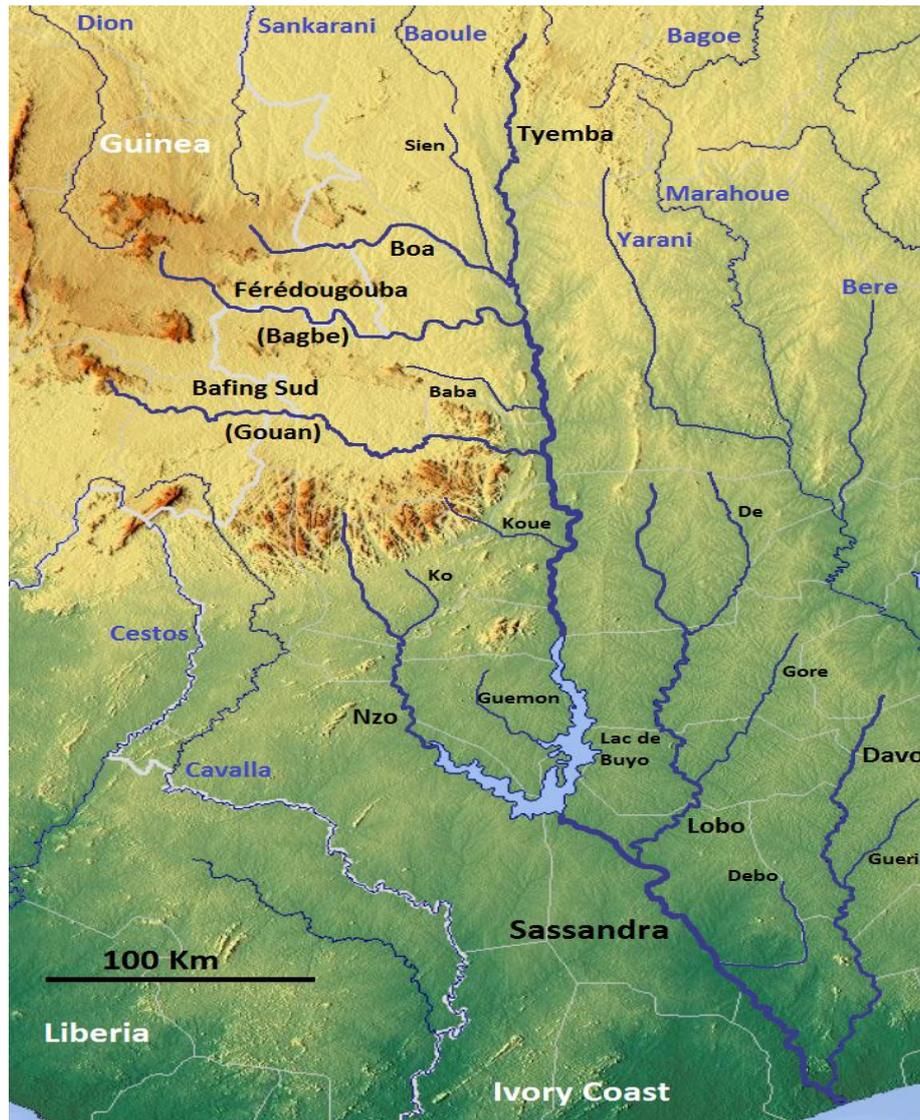


Figure 3 : Fleuve Sassandra

II.2.3. Cadre climatologique

II.2.3.1. Climat

Cette région faisant l'objet de cette étude est sous l'influence du climat tropical de transition ou encore climat soudanien caractérisé par deux saisons différenciées : une saison sèche allant de début novembre à mi-avril et une saison humide de mi-avril à mi-novembre.

- la saison sèche : durant cette saison, la zone d'étude situé à environ 900 km de la subit les effets du continent qui se manifestent par : des écarts thermiques élevés ; la permanence de la brume sèche ; la faiblesse de la nébulosité et l'absence quasi-totale de précipitations au cours de certains mois (décembre, janvier, février) ;

- la saison des pluies : au cours de cette période, on observe des précipitations sous forme d'orages quasi journaliers (en soirée et la nuit) et de fréquents passages de lignes de grain donnant des pluies abondantes. Les plus fortes chutes d'eau se produisent de juillet à septembre avec un maximum en août. Malgré la concentration des fortes pluies sur quelques mois, la saison humide dure six mois et demi.

II.2.3.2. Pluviométrie

Le tableau 1 présente les caractéristiques de la pluie annuelle à la station de Séguéla. Sur la période 1980-2001, la pluie annuelle de la zone du projet varie entre 773 et 1267 mm avec une moyenne interannuelle de 1267 mm. L'évolution temporelle du pluviométrique est présentée dans la figure 2. On observe un pic pluviométrique en août.

Tableau 1 : Caractéristiques de la pluie annuelle à la station de Séguéla

Période	Moyenne	Minimum	Maximum	Coefficient de variation
1980-2001	1267	733	3231	0.35

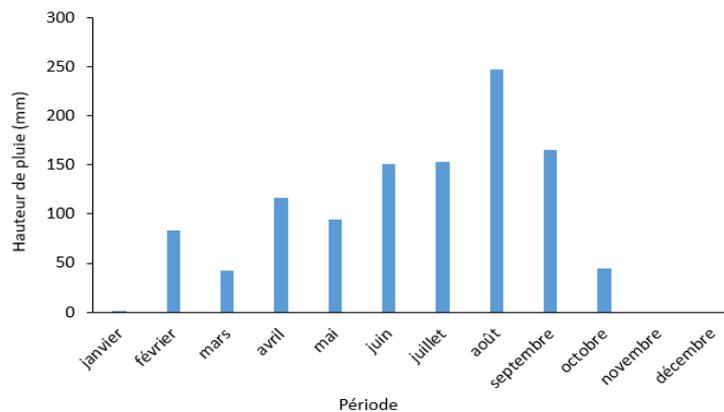


Figure 4 : Évolution de la pluie mensuelle à la station de Séguéla (1980 – 2001)

II.2.3.3. Température

Le Département de Séguéla appartient à un climat de type Sud-soudanais avec une saison de pluie de Juillet à Octobre et une saison sèche allant de Novembre à Juin. La température moyenne est de l'ordre de 28° C avec des fluctuations journalières et saisonnières assez marquées.

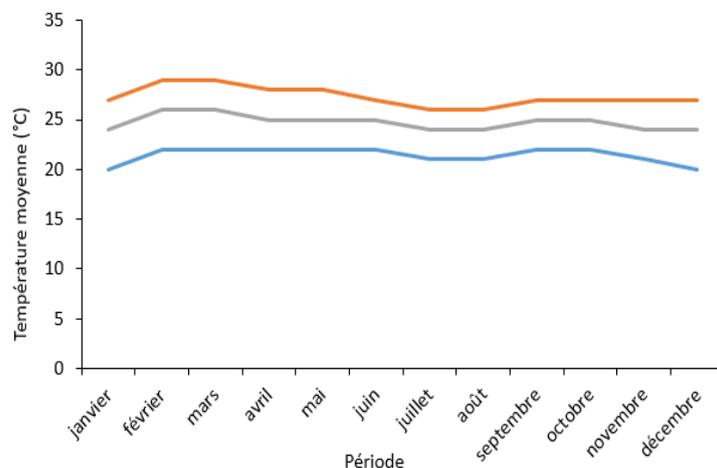


Figure 5 : Évolution des températures minimales, moyennes et maximales (1980-2017)

II.2.4. Cadre socio-économique

II.2.4.1. Démographie

Le district de Séguéla comptait 29000 habitants en 1988. Le recensement de 1998 évalue à 172 358 habitants la population du département de Séguéla. En 2014, l'INS a estimé la population du département à 198 445 habitants comprenant 92 950 femmes et 105 495 hommes.

II.2.4.6. Agriculture

L'économie de la Région du Worodougou est essentiellement basée sur l'agriculture. La Région du Worodougou bénéficie des conditions pédoclimatiques favorables à l'intensification et à la diversification des productions agricoles. L'activité agricole constitue la première source de revenus pour la majorité des populations avec une production de café-cacao estimée à 6.808,265 tonnes. L'anacarde représente aujourd'hui 16.391,074 tonnes. Quant à la banane plantain, les quantités produites sont estimées à 2.134,40 tonnes. La production de maïs fait annuellement 660,2 tonnes. Celle de l'igname équivaut à 158,1 tonnes. Le manioc produit dans la région représente 125 tonnes.

III. PRESENTATION DU PROJET

III.1. Dispositions institutionnelles

Le Projet est dénommé « 12 Villes ». Il a été mis en œuvre par le Ministère de l'Hydraulique depuis 2016 et est financé par la banque Exim Bank. Le projet a débuté en 2020 et prendra fin en 2023 soit un délai d'exécution de 36 mois. Il vise à renforcer l'alimentation en eau potable en Côte d'Ivoire. Les douze (12) villes concernées par ce projet sont Tanda, Sassandra, Bouaflé, Mankono, Grand Lahou, Katiola, Daloa, Odienné, Divo, Boundiali, Touba et **Séguéla**.

Les dispositions institutionnelles du projet sont les suivantes :

- Autorité contractante : Ministère de l'Hydraulique ;
- Maître d'Ouvrage Délégué : Office National de l'Eau Potable (ONEP) ;
- Financement : Exim Bank chine ;
- Bureau d'études : KHIDI/INFRATP-Ingénieur Conseil
- Entreprise d'exécution : Compagnie d'Ingénierie Géologique de Chine en Côte d'Ivoire (CGC-CI)
- Bureau de contrôle : Arc Ingénierie.

III.2. Données de base et hypothèses de dimensionnement

III.2.1. Horizon du projet

L'Horizon du projet a été fixé à 15 ans par le maître d'ouvrage délégué et l'année de mise en service sera 2023.

III.2.2. Programme d'exécution du projet

Le projet est subdivisé en deux phases. La première phase consistera à renforcer le système d'approvisionnement des villes citées ci-dessus tandis que la seconde consistera à renforcer le système adducteur des localités environnantes et le raccordement au réseau de distribution de toutes les localités du projet.

III.2.3. Choix des localités environnantes

Dans le cadre de ce projet, toutes les localités situées dans un rayon de 15 km de la ville et celles situées sur la ligne d'adduction seront desservies et constituent ce que nous avons appelé «localités environnantes ».

III.2.4. Typologie des localités

Les localités ayant une population estimée à plus 3000 habitants seront considérées comme des localités urbaines tandis que celle ayant une population inférieure à 3000 seront considérées comme des localités rurales d'après les prescriptions du maître d'ouvrage délégué.

III.2.5. Consommation spécifique

Les consommations spécifiques ont été fixées par le maître d'ouvrage délégué. Elles sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2: Consommation spécifique

Paramètres	H+ 0	H+5	H+10	H+15
Année de Base	2023	2028	2033	2038
Conso spécifique l/hbt/jour urbaine	40	42	45	50
Conso spécifique l/hbt/jour rurale	30	30	30	30

III.2.6. Taux de raccordement

Les taux de raccordement ont été fixés par le maître d'ouvrage délégué. Ils sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3 : Taux de raccordement

Paramètres	H+ 0	H+5	H+10	H+15
Année de Base	2023	2028	2033	2038
Taux raccordement urbain	70%	80%	90%	100%
Taux raccordement rural	40%	60%	75%	85%

III.2.7. Temps de pompage

Le temps de pompage a été fixé à vingt heures (20 h) par le maître d'œuvre.

III.2.8. Choix des pompes

Les hauteurs manométriques des pompes à choisir ne devraient pas excéder 170 m d'après les prescriptions du maître d'œuvre.

IV. ETAT DES LIEUX DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

IV.1. Etat des lieux des installations existantes de Séguéla

Le système d'alimentation en eau potable de la ville de Séguéla est constitué :

- d'une (1) tour de prise sur le fleuve Yanni d'une capacité de 150 m³/h ;
- d'une (1) conduite de refoulement en fonte DN 300 ;
- d'une (1) station de traitement complet d'une capacité de 150 m³/h ;
- d'une (1) bâche de stockage d'eau traitée d'une capacité de 500 m³/h ;
- d'une (1) salle de reprise ;
- de trois (3) châteaux d'eau (200 m³, 400 m³ et 500 m³)

Voir **annexe 33** pour les photos des installations existantes

IV.2. Synthèse de l'état des lieux de l'alimentation en eau

Dans l'étude initiale, il était prévu le captage d'eau brute sur le barrage Gbolo à partir d'une prise d'eau flottante de type Hydromobil. Lors de la visite de site, l'Exploitant a révélé des inquiétudes quant à la disponibilité de la ressource sur le barrage Gbolo. En effet, il s'agit d'une retenue d'eau à usage piscicole drainant un bassin versant d'environ 5627 ha. Elle est située sur un affluent du cours d'eau la Marahoué en amont du point de captage actuel.

Selon l'entretien réalisé avec l'Exploitant, pendant la saison sèche, il est réalisé des lachures via la vanne de vidange de cette retenue afin d'alimenter le seuil existant, implanté selon les coordonnées UTM (x : 758612.0 ; y : 887475.0) servant d'alimentation en eau potable pour la ville de Séguéla.

Lors de cette opération, la retenue atteint un niveau bas en moins d'un mois. Cette situation engendre des perturbations de captage au niveau du seuil, obligeant l'Exploitant à réduire le débit de captage durant cette période. L'on ne pourrait pas envisager capter des volumes d'eau supplémentaires au point de captage actuel sans des aménagements additionnels.

À l'analyse des premières informations recueillies, montre que cette retenue ne constitue pas une ressource pérenne en l'état. Dans ce cas de figure, il est impératif de rechercher une ressource pérenne pour permettre d'alimenter la ville de Séguéla et ses localités environnantes en toute saison.

De plus, plusieurs quartiers de la ville de Séguéla ne bénéficient pas du réseau de distribution dont la population est estimée à environ **16 456 habitants**.

En outre, les localités environnantes de la ville de Séguéla, les localités environnantes s'alimentent en eau pour la plupart à partir de puits traditionnels. La consommation des eaux de puits pourrait avoir des effets néfastes sur la santé des populations. Aussi, celles qui bénéficient de pompes hydrauliques éprouvent des difficultés de production d'eau potable pendant la saison sèche.

Au regard de cette situation, quelles solutions apportées pour résoudre les problèmes dont souffre le système d'alimentation en eau potable de la ville de Séguéla et de ses localités environnantes ?

V. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

V.1. Matériels et logiciels

Les matériels et logiciels utilisés dans le cadre de ce projet sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4 : Matériel utilisé

Désignation	Version	Justification du choix
Google Earth	Pro	Localisation de la zone du projet
Excel	Office 2019	Traitement des données
Hyfran	Plus	Analyse fréquentielle
Global Mapper	17.2	Conversions des fichiers sous différents format
QGIS	2.18.16	Réalisation des cartes
Mensura	10.1	Profil en long du réseau, saisir en réseau divers
EpaCAD	1.0.1	Conversion du format AutoCAD sous format Epanet
Epanet	2.0	Simulation hydraulique du réseau.
AutoCAD	2019	Conception des plans
GPS	Garmin etrex	Prise de coordonnées

V.2. Méthodologie

La méthodologie adoptée dans le cadre de cette étude s'articule essentiellement autour des points ci-après :

V.2.1. Collecte de données

La collecte de donnée a consisté à rassembler des informations sur le projet. Elle s'est déroulée en deux phases dont la première a été la recherche documentaire et la seconde fut la visite de site. La recherche documentaire a constitué la première prise de contact avec le sujet de mémoire et le contexte dans lequel il s'inscrit. Au cours de la recherche documentaire, il s'est agi spécifiquement de :

- recueillir les informations sur le district du Worodougou, précisément les informations concernant la description du cadre physique, biologique et socio-économique ;
- collecter des informations relatives à l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude ;
- rechercher les informations par rapport aux projets de développements de la zone d'étude ;

- rechercher des informations de base pour l'établissement de l'approche méthodologique de l'étude ;
- constituer la bibliographie de l'étude.

Dans l'ensemble, cette consultation a concerné des ouvrages, des articles scientifiques, des revues de presse, des mémoires de fin d'études, des rapports d'activités et d'études antérieures et des textes (lois, décrets, arrêtés) qui traitent de la thématique.

À la suite de l'étude documentaire, une visite site a été effectuée dans la zone d'étude afin de compléter les informations acquises précédemment et de bien s'imprégner du contexte de l'étude. Elle a consisté dans un premier temps à visiter les installations existantes puis à effectuer les levés topographiques du terrain naturel et a permis de parcourir tous les tracés topographiques potentiels des réseaux. Elle a constitué la première étape de la prospection en vue de définir les sites d'implantation des différents ouvrages.

V.2.2. Traitement des données

Cette phase a consisté en l'exploitation de l'ensemble de la documentation obtenue au cours de la recherche documentaire et des informations recueillies sur le terrain. Ce travail nous a permis de dégager des tendances et des informations utiles à l'élaboration du présent mémoire de fin d'études.

L'analyse de ces informations nous a permis d'obtenir des données nécessaires à :

- L'estimation de la population de la zone d'étude ;
- L'évaluation de la demande et des besoins en eau ;
- L'appréciation des ressources en eaux ;
- Au calcul des paramètres de dimensionnement des ouvrages.

V.2.3. Évaluation de la demande et des besoins en eau

L'évaluation des demandes et besoins eau potable a porté sur l'estimation des populations et la détermination des quantités d'eau à desservir selon les différents usages. L'évaluation des besoins en eau est basée sur les types d'usage et l'application des dotations. Les différents besoins sont :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sociaux ;
- Besoins économiques.

V.2.3.1. Besoins domestiques

Pour l'estimation des besoins domestiques, la méthode analytique sera utilisée. Cette méthode permet d'estimer les consommations futures en suivant le rythme de croissance démographique et urbaine de la localité.

V.2.3.1.1. Estimation de la population

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

$$P_n = P_0 \times (1 + \alpha)^n$$

P_n : Population après n années ;

P_0 : Population de l'année de référence ;

α : Taux de croissance de la population ;

n : Horizon du projet.

Équation 1 : Formule de Thomas MALTHUS

Le taux de croissance national est pris égal à **2,55%** pour les localités rurales et **3%** pour celle urbaines (taux de croissance recommandé par le **RGPH 2014** (INS 2014)).

V.2.3.1.2. Estimation des besoins domestiques

Les besoins domestiques ont été estimés à partir de la formule définie ci-dessous

$$B_d = C_s \times P_n \times T_r$$

B_d : Besoins domestique en (m^3/j) ;

C_s : Consommation spécifique ($l/j/hab$) ;

P_n : Population à l'année n ;

T_r : Taux de raccordement en %.

Équation 2: Estimation des besoins domestiques

V.2.3.2. Besoins socio-économique

Les besoins socio-économique seront estimés à **15%** des besoins domestiques en zone urbaine et à **10 %** en zone rurale. En effet, selon (ZOUNGRANA 2003), le besoin domestique représente **80%** des besoins en eau tandis que les **20%** restant sont repartis entre les besoins économiques, sociaux et agricoles.

Les besoins en eau pour les activités économiques seront évalués par la formule ci-dessous :

$$B_{se} = 15\% \times B_d$$

B_{se} : Besoins activités socio-économiques en m^3/j ;

B_d : Besoins domestiques en m^3/j .

Équation 3 : Estimation des besoins socio-économiques

V.2.3.3. Besoin globale

Le besoin globale ou moyenne en eau dans le cadre de ce projet est la somme de tous les différents types de besoins à savoir les besoins domestiques, socio-économiques. Il sera estimé par la formule suivante :

$$B_g = B_d + B_{se}$$

Bd : besoins domestique en m³/j ;
Bse : besoins socio-économique en m³/j ;
Bg : besoin globale en m³/j ;

Équation 4 : Estimation de la demande globale

V.2.3.4. Besoin journalier de pointe

Le besoin journalier de pointe est le besoin du jour où la consommation est la plus élevée. Il faut rappeler que le besoin en eau varie suivant les saisons, les jours de la semaine et les heures de la journée. Pour tenir compte de ces variations cycliques qui sont liées en général à la consommation domestique, nous appliquerons au besoin en eau, le coefficient de variation journalière. Le coefficient de pointe journalière (C_{pj}) sera pris égal à **1.05** pour être dans le cas défavorable. Il sera estimé par la formule suivante :

$$B_{jp} = B_g \times C_{pj}$$

B_g : besoin globale en m³/j ;
C_{pj} : coefficient de pointe journalière ;
B_{jp} : besoin journalier de point.

Équation 5 : Estimation du besoin journalière de pointe

V.2.3.5. Estimation de la demande en eau et des débits de dimensionnement

La demande en eau correspond à la somme du besoin journalier de pointe, des pertes en eau sur le réseau et les usages en eau de la station de traitement. Ils sont donc déterminés en tenant compte du besoin en eau des usagers et des rendements des installations concernées.

V.2.3.5.1. Hypothèse de calcul

V.2.3.5.1.1. Rendement des réseaux et du traitement

Dans un système d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau peuvent être situées à différents niveaux à savoir la conduite de refoulement, la station de traitement, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc.

Les pertes au refoulement seront estimées à 5% ; d'où un rendement des installations de **95 %**. Pour ce qui est des pertes de traitement, la moyenne admissible des pertes se situe entre 15 et 20% ; d'où un rendement autour de **85%**. (ZOUNGRANA 2003).

V.2.3.5.1.2. Coefficient de pointe horaire

Le coefficient de pointe horaire sera déterminé à partir de la formule dite du Génie Rural (France).

$$C_{ph} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}}$$

C_{ph} : Coefficient pointe horaire ;

Q_m : demande moyenne journalière en m^3/h .

Équation 6 : Formule du génie rural

Les formules ci-après permettront l'évaluation des demandes en eau et les débits de dimensionnement des installations.

V.2.3.5.1.3. Demande journalière de pointe

La demande en eau sera obtenue à partir de la formule ci-dessous :

$$D_{jp} = \frac{B_{jp}}{\eta_t \times \eta_r}$$

B_{jp} : besoins journaliers de pointe en m^3/j ;

D_{jp} : demande journalière de pointe en m^3/j ;

η_t : rendement de traitement ;

η_r : rendement du réseau.

Équation 7 : Estimation de la demande

V.2.3.5.1.4. Débit de production d'eau brute

Le débit de production sera calculé à partir de la formule ci-dessous :

$$Q_p = \frac{D_{jp}}{t}$$

D_{jp} : demande journalière de pointe m^3/j ;

Q_p : débit de production m^3/h ;

t : temps de fonctionnement des installations en heure.

Équation 8: Estimation du débit de production

V.2.3.5.1.5. Débit d'adduction

Le débit d'adduction sera obtenu à partir de la formule ci-dessous :

$$Q_a = \frac{D_{jp}}{\eta_r \times t}$$

D_{jp} : demande journalière de pointe m^3/j ;

Q_a : débit d'adduction m^3/h ;

η_r : rendement du reseau ;

t : temps de fonctionnement des installations en heure.

Équation 9 : Estimation du débit d'adduction

V.2.4. Évaluation de la disponibilité de la ressource

À l'issue de l'état des lieux, il ressort principalement que durant la saison sèche, on observe une baisse importante du niveau de l'eau du Yanni compliquant ainsi le pompage à l'exhaure malgré l'existence d'un seuil. Le cours d'eau n'arrive plus à satisfaire les besoins de production. Au regard, de ce qui prévaut, il est impératif de rechercher une nouvelle ressource d'eau pérenne pouvant satisfaire les besoins de production.

V.2.4.1 Recherche de la ressource en eau

La zone de projet est traversée par trois cours d'eau, notamment le fleuve Sassandra à l'ouest, le fleuve la Marahoué à l'est et la rivière Yanni au centre, un affluent de la Marahoué. La figure ci-dessus présente ces cours d'eau.

La prochaine étape consistera à étudier la disponibilité de ces cours. L'étude sera faite à partir de loi statistique, cependant avant l'application de ces lois statistique, un contrôle et une analyse des données seront effectués afin de s'assurer de l'applicabilité de lois statistique. À l'issue de cette analyse si la ressource est disponible, une analyse plus poussée sera effectuée pour s'assurer de la disponibilité de la ressource à tout moment de l'année. Dans le cadre ce projet seulement les étiages seront étudiés. En effet, les étiages représentent les débits les plus faibles, l'intérêt de ce choix est de se mettre dans le cas le plus défavorable.

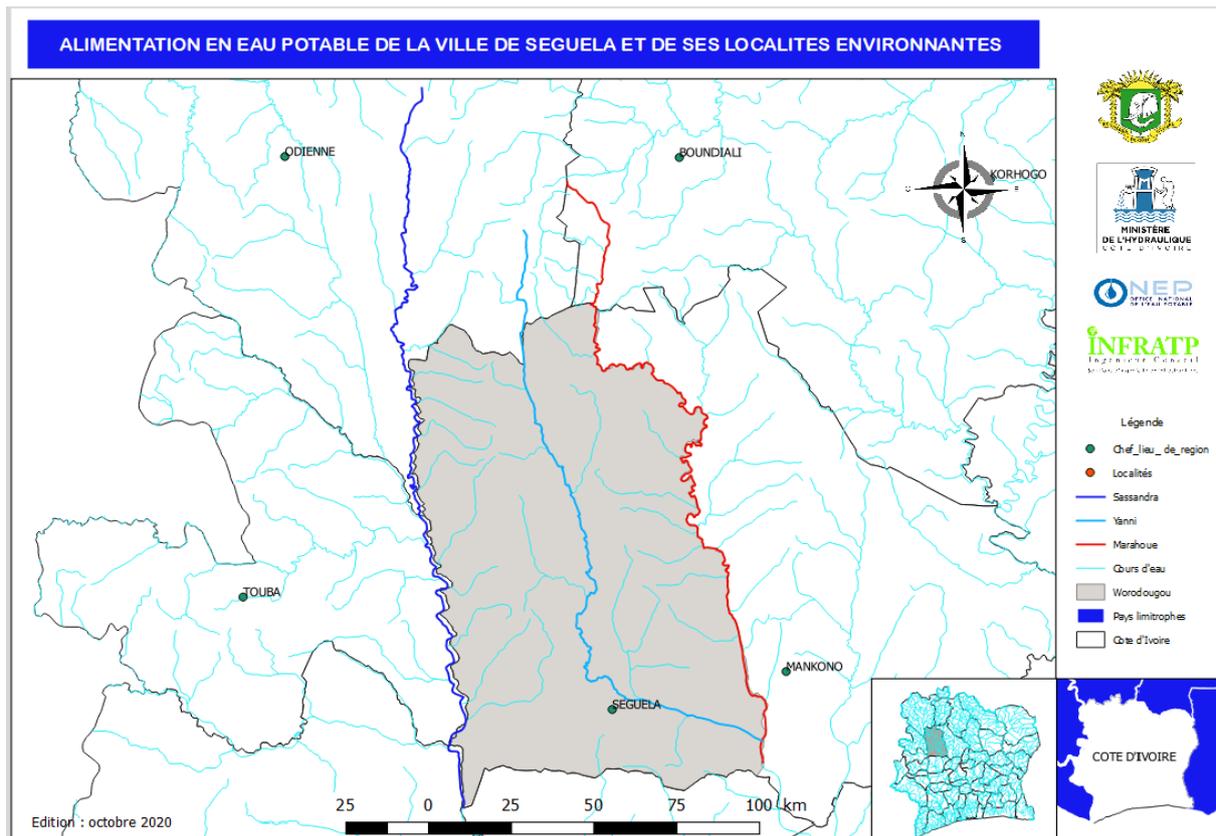


Figure 6 : Cours d'eau traversant la zone de projet

V.2.4.1. Présentation des données

Les données hydrométriques sur le fleuve Sassandra ont été fournies par la Direction de l'Hydrologie des Normes de la Réglementation et de la Qualité (DHNRO) du Ministère de l'Hydraulique. Les données hydrométriques existantes couvrent la période 1970-2003 et elles proviennent de la station hydrométrique de Bac Semien sur le fleuve Sassandra.

V.2.4.2. Contrôle et analyse des données hydrométriques

Le contrôle et l'analyse des données consisteront à vérifier la condition de stationnarité des échantillons (KARAMBIRI, NIANG 2012). Cette vérification est faite à partir des tests d'hypothèses. Ces tests d'hypothèses seront effectués à partir du logiciel HyfranPlus.

V.2.4.3. Analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle consistera à ajuster la série statistique (échantillons) à une loi de distribution. Cette analyse se fera à partir du logiciel HyfranPlus. Il s'agira d'élaborer des modèles statistiques à partir de nos échantillons suivant des lois statistiques. Toutefois, il faudra s'assurer qu'il y a adéquation entre la loi statistique et l'échantillon avant d'en donner une conclusion. Cette vérification sera faite à l'aide du test de χ^2 via le logiciel HyfranPlus.

V.2.4.4. Évaluation saisonnière de la disponibilité de la ressource en eau

L'évaluation saisonnière s'est faite en tenant compte des variations réelles de la ressource en eau de surface selon les saisons climatiques.

V.2.4.4.1. Détermination des périodes de basses eaux et de hautes eaux

L'identification des périodes de hautes et basses eaux va consister à la détermination du régime hydrologique par le calcul du coefficient mensuel de débit (CMD) décrit par (FADIKA 2012). Ce coefficient est le rapport entre le débit moyen mensuel et le débit moyen annuel. L'expression est donnée comme suit :

$$CMD = \frac{Q_i}{Q_m}$$

Q_i : débit moyen mensuel en m^3/s ;
 i : rang de chacun des 12 mois de l'année ;
 Q_m : débit moyen annuel en m^3/s ;
 CMD : Coefficient Mensuelle de Demande.

Équation 10 : Formule de détermination des périodes basses eaux et hautes eaux

- Si $CMD > 1$ alors le mois correspond à une période de hautes eaux ;
- Si $CMD < 1$ alors le mois correspond à une période de basses eaux.

V.2.4.4.2. Calcul du débit réservé saisonnier

Le débit réservé ou débit minimum biologique est le débit minimal à maintenir en permanence dans un cours d'eau au droit de l'ouvrage pour sauvegarder les équilibres biologiques et les usages de l'eau en aval. Le débit réservé n'est pas une notion hydrologique mais plus une contrainte réglementaire. Dans la pratique, ce débit réservé est **égal au dixième du module moyen saisonnier**.

V.2.4.5. Détermination du débit à prélever à l'échelle saisonnière et mensuelle

Le débit à prélever est obtenu en retranchant du débit moyen saisonnier le débit réservé.

V.2.4.6. Évaluation mensuelle de la disponibilité de la ressource en eau

Il consistera à faire une évaluation mois par mois afin de s'assurer de la disponibilité de la ressource chaque mois. Il s'agira de faire la différence entre le débit moyen du mois et le débit de production. Cela permettra de voir si le débit du mois sera excédentaire ou déficitaire.

V.2.5. Dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques

Le dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques a été réalisé selon la méthodologie ci-après définie. Dans un premier temps, la détermination du diamètre des conduites de refoulement et d'adduction. Ensuite, la détermination des côtes fonctionnelles des

pompes à installer, s'il y a nécessité. Enfin, le dimensionnement des ouvrages de la station de traitements ainsi que les réservoirs et leurs ouvrages annexes.

V.2.5.1. Conduites

La nature des conduites de refoulement et d'adduction dans le cadre de ce projet seront en fonte ductile.

V.2.5.1.1. Diamètres et vitesses des conduites

Les diamètres intérieurs théoriques de la conduite de refoulement et d'adduction seront déterminés à l'aide des formules suivantes :

- Formule de Bresse : $D_{th} = 1,5 \times \sqrt{Q}$;
- Formule de Bresse modifiée : $D_{th} = 0,8 \times Q^{1/3}$;
- Formule simplifiée de Munier (1961) : $D_{th} = (1 + 0,02n) \times \sqrt{Q}$;
- Formule de Bonnin : $D_{th} = \sqrt{Q}$;
- Formule Bedjaoui : $D_{th} = 1,27\sqrt{Q}$

Équation 11 : Formule du calcul du diamètre théorique

NB : Q (m³/s) et D_{th} (m)

À l'issu de ces calculs plusieurs diamètres théorique seront obtenus, le choix du diamètre adéquat sera faites en vérifiant la condition de flamant dont l'expression est définie ci-dessous tout en respectant les conditions de vitesse et de pression (OUEDRAOGO 2016).

$$\boxed{V(m/s) \leq 0,6 + D(m)}$$

V : vitesse en m/s ;
D : diamètre en m.

Équation 12 : Condition de Flamant

La vitesse d'écoulement à travers les conduites sera déterminée à partir de la formule ci-dessous

$$\boxed{V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}}$$

Q : débit en m³ /s ;
D : diamètre en m ;
V : vitesse en m/s.

Équation 13 : Calcul de la vitesse

Pour les conduites de refoulement et d'adduction, les vitesses limites sont comprises entre **0,3 m/s et 1,2 m/s** pour les conduites en fonte (ZOUNGRANA 2003).

V.2.5.1.2. Pose des conduites

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations. Les conduites d'adduction seront enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. La profondeur et la largeur minimales sont données par les formules ci-après.

$$0,9 m + D_{ex} \leq h \leq 1,2 m + D_{ex}$$

$$l_{min} \geq 0,4 m + D_{ex}$$

D_{ex} : diamètre extérieur de la conduite en m ;

h : profondeur de la conduite en m ;

l_{min} : largeur minimal de la conduite en m.

Équation 14 : Condition de poses des conduites

À la pose des conduites, une de pente minimale de 0,3 % en partie ascendante et 0,4% en descendante doivent être respecté (ZOUNGRANA 2003) Les conduites seront posées à une distance de 5 m de l'axe de voie de communication. Les profils en long des conduites seront réalisés à partir de logiciel **Mensura Genius**.

V.2.5.1.3. Protection des conduites

V.2.5.2.3.1. Pose des ventouses, vidanges et vannes

Pour la protection de la conduite, des ventouses, des vidanges et des vannes seront posées. Les vidanges seront posées aux points bas. Elles permettront de vider la conduite et de procéder à son entretien. Quant aux ventouses, elles seront posées aux points hauts. Elles permettront l'évacuation ou l'admission d'air à haut débit. Elles seront combinées aux purgeurs qui eux permettrons d'assurer le dégazage à faible débit d'air.

V.2.5.2.3.2. Protection des équipements contre les variations de pressions

Le coup de bélier est un phénomène transitoire provoqué par la mise en marche ou l'arrêt d'une pompe, la fermeture ou l'ouverture brusque d'une vanne, le prélèvement instantané d'un débit important et peut aboutir à la destruction des équipements (ZOUNGRANA 2003).

La célérité des ondes provoquées par le coup de bélier est calculée selon la formule (ALLIEVI 1925) définie ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{(48,3 + k \times \frac{D}{e})^{0,5}}$$

a : célérité des ondes en m/s, cette célérité dépend de la nature de la conduite ;

k : Constante selon la nature de la conduite (k=1 pour les fonte) ;

D: diamètre de la conduite en m

Équation 15 : Formule d'ALLIEVI

La variation de pression est calculée selon la formule d'ALLIEVI-JOUKOVSKI, car nous sommes en refoulement et la perturbation sera rapide (MOUNIROU 2019).

$$\Delta P = a \times \frac{U_0}{g}$$

a: célérité des ondes en m/s, cette célérité dépend de la nature de la conduite ;

U₀: vitesse de l'écoulement dans la conduite avant la fermeture (en m/s) ;

g: accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;

ΔP : variation de pression (m).

Équation 16 : Variation de pression dans le cas d'un arrêt brusque (Formule d'Allievi-Joukovski)

La surpression est donnée par la hauteur manométrique totale augmentée de la variation de la pression.

$$\Delta P_{max} = HMT + \Delta P$$

ΔP_{max} : surpression en mCE ;

HMT: hauteur manométrique totale (m) ;

ΔP : variation de la pression (mCE).

Équation 17 : Évaluation de la surpression

La dépression est donnée par :

$$\Delta P_{min} = HMT - \Delta P$$

ΔP_{min} : dépression en mCE ;

HMT: hauteur manométrique totale (m) ;

ΔP : variation de la pression (mCE).

Équation 18 : Évaluation de la dépression

Il s'agira ici de vérifier s'il y a nécessité de poser des anti-béliers sur le réseau. Il y a risque de coup de bélier lorsque la surpression est supérieure à la pression maximale admissible (PMA) et la dépression est négative et inférieure à la pression atmosphérique (NGUEMATIO 2020). Après vérification s'il y a nécessité de poser un anti bélier, la méthode de l'**abaque de Meunier** sera utilisée pour déterminer le volume du ballon anti-bélier (Voir **annexe 34**).

Avec $PMA = 1,2 \times PN$

Pour l'utilisation de l'abaque, il faudra dans un premier temps tracer les courbes de pression dynamique (Profil en long du TN, dépression admissible, surpression admissible, enveloppe des surpressions et des dépressions et la charge du réseau). Par la suite, il faudra déterminer les paramètres adimensionnels A et K.

$$A = \frac{\Delta P}{H_s^*}$$

ΔP : variation de pression en mCE ;
 H_s^* : pression statique absolue (m) ;
A : paramètre adimensionnels.

Équation 19 : Paramètres adimensionnels A

$$K = \frac{\Delta H}{H_s^*}$$

ΔH : perte de charge en mCE ;
 H_s^* : pression statique absolue (m) ;
K : paramètre adimensionnels.

Équation 20 : Paramètres adimensionnels K

Avec $H_s^* = H_{geo} + 10,33$

H_s^* : pression statique absolue (m) ;
HMT: hauteur géométrique (m).

Équation 21 : Pression statique absolue

Ensuite, il sera déterminé les paramètres B et H_{min}^* / H_s^* par interpolation entre $K = 0$ et $K = 1$ et $A = 1$ et $A = 2$ à partir des abaques 1 et 2 de Meunier. Après quoi, il faudra passer au calcul du volume de la conduite, du volume d'air détendu, de la pression minimale, du volume du réservoir, du coefficient K_r , de la vitesse à travers l'étranglement, du diamètre de la conduite de liaison entre la conduite et le réservoir.

- Volume de la conduite :

$$W_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \times L$$

W_c : volume de la conduite (m^3) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : longueur de la conduite (m).

Équation 22 : Volume de la conduite

- Volume d'air détendu :

$$W_0 = \frac{V_0^2}{gBH_0^*} \times W_c$$

W_0 : volume d'air détendu (m^3);

V_0 : vitesse au sein de la conduite (m/s) ;

H_0^* : pression normale absolue (m).

Équation 23 : Volume d'air détendu

Avec

$$H_0^* = H_s^* + \Delta H$$

H_0^* : pression normale absolue (m) ;

ΔH : perte de charge (m).

Équation 24 : Pression normale absolue

- Volume utile du réservoir anti bélier

$$W_u = 1,2 \times \left(\frac{H_0^*}{H_{min}^*} \right)^{1,2} \times W_c$$

W_u : volume du réservoir anti bélier (m^3);

H_{min}^* : pression minimale (m).

Équation 25 : Volume du réservoir anti bélier

H_{min}^* sera lu à partir de l'abaque de Meunier et le volume sera calculé avec **une sécurité de 20%** (1,2).

- Vitesse à travers l'étranglement

$$\frac{ku_0^2}{2gH_0^*} = 2$$

u_0 : vitesse d'étranglement (m/s) ;

H_0^* : pression normale absolue (m).

Équation 26 : Vitesse d'étranglement

k sera pris égal à 2,56.

- Diamètre de la conduite de liaison entre la conduite de refoulement et le réservoir

$$k = \left(\frac{D^2}{0,6 \times d^2} - 1 \right)^2$$

D : diamètre de la conduite de liaison (m) ;
d : diamètre de la section d'étranglement (m).

Équation 27 : Diamètre de la conduite de liaison

Avec

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

et

$$S = \frac{Q_0}{u_0}$$

Q_0 : débit (m³/s) ;
 u_0 : diamètre de la section d'étranglement (m/s) ;
S : section d'étranglement (m²)

V.2.5.2. Station de pompage

La conception du système de pompage va consister essentiellement au choix du mode de disposition des pompes et au choix de la pompe.

V.2.5.2.1. Choix du mode de disposition

Le choix du mode de disposition des pompes sera en fonction des contraintes techniques et de la disposition générale des ouvrages.

V.2.5.2.2. Choix de la pompe

Le choix d'une pompe se fait en consultant les catalogues des constructeurs en fonction de la hauteur manométrique (HMT) qui est la pression que la pompe devra imprimer à l'eau de l'aspiration jusqu'au refoulement et le rendement de la pompe (ANDRIANISA 2014).

- La hauteur manométrique est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$HMT = H_{geo} + \Sigma \Delta H + \frac{\Delta P}{\rho g}$$

H_{geo} : Hauteur géométrique en m
 ΔH : Perte de charge en m
 $\frac{\Delta P}{\rho g}$: Pression de services Pa

Équation 28 : Calcul de la HMT

Pour le calcul des pertes de charge, la formule utilisée est la suivante :

- Les pertes de charge linéaires sont exprimées par la relation de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = \lambda \frac{U^2 L}{2g D}$$

λ : coefficient de frottement ;
 U : vitesse moyenne en m/s ;
 Q : débit en m³/s ;
 D : le diamètre interne de la conduite du tronçon de conduite considérée en m ;
 L : la longueur du tronçon de conduite en m ;
 g : l'accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Équation 29 : Relation de Darcy-Weisbach

- Le coefficient de frottement λ est calculé en utilisant l'approximation de la formule de Colebrook-White faite par Swamme et Jain qui s'écrit (MOUNIROU 2013) :

Pour $Re > 4000$

$$\lambda = \frac{0,25}{[\log(\frac{\varepsilon}{3,71 * D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}})]^2}$$

Re : nombre de Reynolds ;
 D : diamètre en m ;
 ε : Rugosité absolue.

Équation 30 : formule de Colebrook-White développé par Swamme et Jain

- Le nombre de Reynolds est calculé à partir de la formule ci-dessous :

$$Re = \frac{4 \times Q}{v \times \pi \times D}$$

Q : débit en m³/s ;
 v : viscosité cinématique ;
 D : diamètre en m ;
 Re : nombre de Reynold.

Équation 31 : Formule du nombre de Reynolds

- Les pertes de charge singulières qui concernent essentiellement les diverses pièces spéciales : Tés, coudes, cônes, cadres, vannes, robinets flotteur, etc. s seront estimées à 10% de la perte de charge lineaire.
- Charge nette d'aspiration disponible (NPSHd) décrit les conditions relatives à la cavitation, qui est à éviter car pouvant détériorer la pompe (ANDRIANISA 2014). Elle sera déterminée à partir de l'expression suivante.

$$NPSH_d = \frac{P_A}{\rho g} - \frac{P_S}{\rho g} - H_a - \Delta H_a$$

$NPSH_d$: charge net d'aspiration disponible en m ;
 H_a : Hauteur d'aspiration en m ;
 ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration en m ;
 P_A : Pression atmosphérique en m ;
 P_S : Pression de vapeur saturante en m ;
 ρ : Masse volumique de l'eau en kg/m³ ;
 g : Accélération due à la gravité en m/s².

Équation 28 : Charge net d'aspiration disponible

- Pour éviter la cavitation, il faut que la NPSH_d (calculé) soit supérieur au NPSH_r (indiqué par le constructeur). Cette condition est définie par l'expression suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r + 0.5 \text{ m}$$

Équation 32 : Condition pour éviter la cavitation

- L'une des caractéristiques importantes de la pompe est sa puissance hydraulique, elle sera calculée par l'expression ci-dessous :

$$P_h = HMT \times \rho \times g \times Q$$

Ph : Puissance hydraulique en W ;
 HMT : Hauteur Manométrique Totale en m ;
 Q : Débit en m³/s ;
 ρ : Masse volumique de l'eau en kg/m³ ;
 g : Accélération due à la gravité en m/s².

Équation 33 : Puissance hydraulique

- Pour pouvoir fournir cette puissance hydraulique, la pompe doit être alimentée par une source électrique externe au moteur de la pompe. La puissance électrique sera estimée à partir de l'expression suivante.

$$P_{ab} = \frac{P_h}{\eta}$$

P_{ab} : absorbée en W ;
 P_h : puissance hydraulique en W ;
 η : Rendement de la pompe.

Équation 34 : Puissance absorbée

V.2.5.3. Ouvrages et équipements de la station de traitement

Le choix de la filière de traitement d'une eau de surface est fonction de ses caractéristiques physico-chimiques (BESSEDIK 2016). Les caractéristiques physico-chimiques de l'eau brute à traiter sont présentées en annexe 23.

À l'analyse des résultats de la qualité des eaux, il ressort que cette eau est très colorée et turbide. Elle est faiblement minéralisée et sévèrement agressive au regard de l'indice de Langélier et présente par contre une faible tendance corrosive comme le confirme l'indice de Larson. Les teneurs en métaux sont relativement élevés notamment le fer. Le cortège azoté (ammonium, nitrates, nitrites) sont quasiment absents.

Au regard des résultats des analyses de l'eau brute à traiter, Pour sa potabilisation, elle devra subir les étapes suivantes : le prétraitement, la clarification (pré-oxydation, la neutralisation,

reminéralisation, coagulation, floculation et la décantation), la filtration et la désinfection. La filière de traitement étant définie, il s'agira de concevoir des ouvrages successifs assurant les opérations de traitement précitées.

V.2.5.3.1. Prétraitement

Il sera d'installé des crépines à l'ouvrage de captage afin de retirer les objets entraînés par le cours d'eau (branches, feuilles, etc.) mais aussi toutes les particules solides en suspension.

V.2.5.3.2. Clarification

Les ouvrages de clarification seront constitués de répartiteur, de bassin de mélange rapide au sein duquel seront injectés principalement les réactifs pour la pré-oxydation, la coagulation et la neutralisation et la reminéralisation, de bassin de floculation qui permettra l'agglomération des particules puis de décanteur lamellaire qui permettra la séparation de l'eau des particules en suspension et de canal collecteur des eaux traitées.

❖ Répartiteur

Il sera réalisé un ouvrage qui assure la répartition égale du débit d'eau brute entre les deux (2) lignes de clarification. Le déversoir sera de type rectangulaire en mince paroi. Les caractéristiques géométriques du déversoir de chaque compartiment sont évaluées sur la base des hypothèses et critères de conceptions présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5: Hypothèses et critères de conception du déversoir

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Lame d'eau	h	1	≥ 0.03	m
Largueur du seuil	l	4	2 à 4	mm
Inclinaison du seuil	α	45	0 à 90	°
Pelle	P	2.5	> 0.1	m
Rapport b/B	-	0.4	-	m
Largeur du canal	B	b/0.4	-	m
Longueur du canal	L	1.5H	-	m
Rapport h/p	-	-	≤ 2.5	-
Revanche	r	0.3	0.2 à 0.4	m

- Le coefficient de débit sera obtenu à l'aide de l'expression suivante :

$$C = 0.40 + C_r \frac{h}{P}$$

C: coefficient du débit ;

Cr : terme correctif du coefficient du débit ;

h : lame d'eau en m ;

P : pelle en m.

Équation 35 : Coefficient de débit

Le terme correctif est lu à partir d'un abaque. L'abaque sera présenté en annexe 22.

- La longueur du seuil sera calculée à partir de l'expression définis ci-dessous :

$$b = \frac{Q_p}{C \times \sqrt{2g} \times h^{\frac{3}{2}}}$$

Q_p : débit de production en m^3/s ;
 g : pesanteur en m/s^2 ;
 h : lame d'eau ;
 b : longueur du seuil en m.

Équation 36 : Longueur du seuil

- La longueur du canal est déterminée suivant l'expression ci-après :

$$L = 1.5 \times (h + P + r)$$

L : largeur du canal en m ;
 P : pelle en m ;
 h : lame d'eau ;
 r : revanche en m.

Équation 37 : Longueur du canal

❖ Bassin de mélange

Chacune des deux 2 lignes clarification comportera un bassin de mélange rapide, au sein de laquelle seront injectés principalement les réactifs de traitement (hypochlorite de calcium pour la pré-chloration, le sulfate d'aluminium pour la coagulation-floculation et la chaux pour la neutralisation et la reminéralisation)

Les caractéristiques de l'ouvrage de mélange seront définies sur la base des critères de conceptions suivantes :

Tableau 6 : Critères de conception du bac de mélange rapide

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Gradient de vitesse	G	800	300 à 1 000	s^{-1}
Temps de séjour	t	120	20 à 200	s
Rapport Longueur/Largeur	L/l	1	1	-
Largeur	l	2	-	m
Revanche	r	0.25	0.10 à 0.4	m
Hauteur sous la turbine	Ht	1.4	-	m

Largeur de la turbine	Lt	0.3	-	m
------------------------------	----	-----	---	---

❖ Bassin de flocculateur

Les particules générant la turbidité colloïdale, qui sont déstabilisées dans l'ouvrage de mélange rapide, se constituent en floccs au sein du flocculateur, et ce grâce à l'agitation lente qui est assurée au sein de cet ouvrage. Pour chacun des deux (2) Flocculateur, leurs caractéristiques seront définies sur la base des critères de conceptions suivantes

Tableau 7: Critères de conception du flocculateur

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Gradient de vitesse	G	50	< 60	s ⁻¹
Temps de séjour	t	25	15 à 30	min
Rapport Longueur/Largeur	L/l	1	1	-
Largeur	l	6.5	-	m
Revanche	r	0.25	0.10 à 0.4	m
Hauteur sous la turbine	Ht	1.4	-	m
Largeur de la turbine	Lt	0.3	-	m

Les formules utilisées pour le dimensionnement des caractéristiques géométriques de construction du bassin de mélange et du flocculateur sont :

- Le volume utile de l'ouvrage sera calculé à partir de la formule définie ci-dessous :

$$V_u = Q_p \times T_s$$

V : volume en m³ ;

Q : débit de production en m³/s ;

Ts : temps de séjour en s

Équation 38 : Volume des ouvrages de coagulation flocculation

- La surface utile sera calculée à partir de l'expression suivante :

$$S = L \times l$$

Su : Surface en m² ;

L : Longueur en m ;

l : largeur en m.

Équation 39 : Surface des ouvrages de coagulation flocculation

- Le tirant d'eau sera déterminé vis à la formule ci-dessous :

$$h = \frac{V}{S}$$

Su : surface en m² ;
 V : volume en m³ ;
 h : hauteur en m.

Équation 40 : Tirant d'eau des ouvrages de coagulation floculation

- La hauteur de l'ouvrage sera déterminée à partir de la formule suivante :

$$H = h + r$$

H : Hauteur en m ;
 h : Tirant d'eau ;
 r : Revanche en m.

Équation 41 : Hauteur des ouvrages de coagulation floculation

- Les bassins seront équipés d'un agitateur tripale chacun (3 pales disposées à 120°), assurant le gradient de vitesse précité, afin que la distribution des réactifs soit la plus uniforme dans tout le volume de l'ouvrage.

La puissance absorbée par le moteur entraînant cet agitateur est définie par la formule suivante :

$$P = \frac{G^2 \times \mu \times V}{10^6 \times \eta}$$

P : Puissance en KW.
 G : gradient de vitesse ;
 μ : Viscosité dynamique = 1,01 centpoises;
 V : Volume en m³ ;
 η : Rendement du groupe moto-reducteur = 0,80;
 10⁶ : facteur résultant de la conversion des unités.

Équation 42 : Puissance de l'agitateur du bassin de mélange

Les bassins seront alimentés au moyen d'une conduite DN500, équipée d'une vanne d'isolement DN 500.

▪ Préoxydation

La préoxydation permettra de préparer la coagulation et la rendre plus efficaces. Cette opération permet la destruction de la pellicule organique qui entoure certaines particules colloïdales et gêne ainsi la fixation des cations nécessaire à une bonne coagulation. Elle se fera par voie chimique avec l'utilisation du chlore. Les critères de conception des pompes doseuses et bacs de préparation du chlore sont présentés dans le tableau 8.

Tableau 8: Critères de conception des pompes doseuses et bacs de préparation chlore

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Dose usuelle de chlore	C	4	< 7	g/m ³
Dose usuelle de la solution mère coagulant	C _m	10	-	g/l

▪ Coagulation

Le sulfate d'alumine sera le coagulant-floculant utilisé. La dose du sulfate d'alumine sera injectée dans le bassin de mélange à partir d'une pompe doseuse. Les caractéristiques des pompes doseuse et des bacs de préparation sont définies sur la base des critères de conceptions suivantes :

Tableau 9 : Critères de conception des pompes doseuses et bacs de préparation du coagulant

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Dose usuelle du sulfate d'alumine	C	150	10 à 150	g/m ³
Dose usuelle de la solution mère	C _m	100	10 à 100	g/l

▪ Neutralisation et reminéralisation

Le traitement de l'eau brute par injection du sulfate d'alumine abaisse le pH et le TAC de ladite de l'eau traité eau, l'eau traitée qui en résulte n'est donc pas à son équilibre calco-carbonique. Pour ramener l'eau filtrée à son équilibre calco-carbonique, il est proposé une injection d'eau de chaux à partir des pompes doseuses (BESSEDIK 2016).

Les caractéristiques des pompes doseuses, du saturateur et bac de préparation sont définies sur la base des critères de conceptions suivantes :

Tableau 10: Hypothèses et critères de conception des pompes doseuses, du saturateur et du bac de préparation de la chaux pour la neutralisation et la reminéralisation

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Dose usuelle demande en chaux	C	10	-	mg/l
Dose d'hydroxyde de calcium	C _m	60	50 -150	g/l
Titre en eau de chaux saturée	Cc	1.6	-	g/l
Pureté de la chaux	α	97 %	≥ 96%	-
Débit eau de services	Q _s	9	-	m ³ /s
Vitesse ascensionnelle du saturateur	V _{as}	1.8	-	m/h
Temps de séjours dans le saturateur	T _s	1.5	-	h

Gradient de vitesse bassin de lait de chaux	G	100	-	s ⁻¹
Hauteur conique	a	1	-	m
Hauteur droit	h	1.5	-	m
Temps de contact chaux et eau	Tc	60	-	s
Temps de fonctionnement	T	20	-	h

Les formules utilisées pour le dimensionnement des pompes d'injection et des bacs de préparations de ces réactifs sont défini ci-après :

- Le débit des pompes doseuses sera déterminé à partir de l'expression suivant :

$$Q_{pompe} = \frac{Q_p \times C}{C_m}$$

Q_{pompe} : débit de la pompe doseuse en m³/s ;
 Q_p : débit de production en m³/s ;
 C_m : dose de la solution mère g/l ;
 C : dose du réactif en g/m³.

Équation 43 : Débit des pompes doseuse du chlore

- Le volume du bac de préparation du réactif est déterminé à travers la formule suivante :

$$V = \frac{Q_p \times C}{C_m} \times T$$

V : volume du bac (litre) ;
 Q_p : débit de production en m³/s ;
 C_m : dose de la solution mère g/l ;
 C : dose demande en chlore en mg/l ;
 T : dose en chlore résiduel en mg/l.

Équation 44 : Volume du bac de préparation du chlore

❖ Décanteur

Les floccs assez denses, formés au sein des flocculateurs, se précipitent ou décantent respectivement dans 2 décanteurs lamellaires. Les caractéristiques des décanteurs sont définies sur la base des critères de conceptions suivantes :

Tableau 11: Critères de conception du décanteur

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Vitesse de Hazen	V_h	6.5	4 à 8	m/h
Vitesse de décantation	V_d	-	0.5 à 1	m/h
Temps de séjour	t	120	90 à 180	min
Pente l du radier de fond	l	10	≥ 4	%
Hauteur	H	3.5	-	m
Largeur	l	6	-	m
Revanche	r	0.3	0.10 à 0.4	m
Angle d'inclinaison des modules	α	60	7 à 60	°
Forme des lamelles	-	Hexagonal	-	-
Espacement entre les lamelles	e	40	25 à 100	mm
Largueur des lamelles	l_p	1.2	1 à 1.25	m
Longueur des lamelles	L_p	1.5	1 à 2	m
Coefficient de la surface active	R	67	-	%
Hauteur d'eau dessus des lamelles	h_e	0.8	-	m
Largeur du canal collecteur	l_c	0,5	-	m

Le volume du décanteur sera déterminé vis à la formule ci-dessous :

$$V_u = Q_p \times T_s$$

V_u : Volume en m^3 ;
 Q_p : Débit en m^3/s ;
 T : Temps en s.

Équation 45 : Volume du décanteur

- La surface du décanteur sera déterminée à partir de la formule ci-dessous :

$$S_u = \frac{Q_p}{V_h}$$

S_u : Surface en m^2 ;
 Q_p : Débit en m^3 ;
 V_h : Vitesse de Hazen en m/s.

Équation 46 : Surface du décanteur

- La longueur du décanteur sera déterminée à partir de la formule ci-dessous :

$$L_u = \frac{S_u}{l_u}$$

Su : Surface en m² ;
Lu : Longueur en m ;
lu : largeur en m.

Équation 47 : Longueur du décanteur

- La hauteur des lamelles sera calculée vis à la formule ci-après :

$$H_p = L_p \times \sin \alpha$$

H_P : Hauteur des lamelles ;
L_P : Longueur des lamelles ;
α : angle d'inclinaison.

Équation 48 : Hauteur des lamelles

- La surface totale projetée est donnée par la formule définie ci-dessous :

$$STP = R \times N \times L_p \times l_p \times \cos \alpha$$

STP : Surface totale projetée en m² ;
lp : largeur des lamelles en m ;
Lp : Longueur des lamelles en m ;
N : Nombre de plaque ;
α : Angle d'inclinaison ;
R : Surface active.

Équation 49 : Surface totale projetée

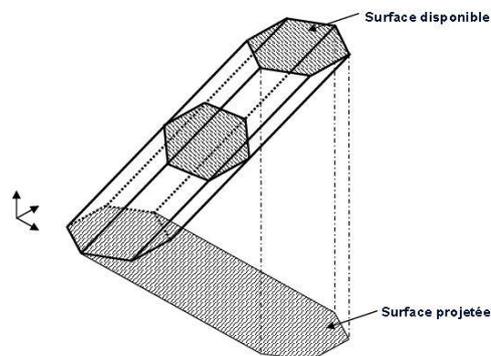


Figure 7 : Plaque lamellaire

- Les plaques lamellaires choisies seront de type hexagonal, la formule permettant de déterminer le nombre de plaque est la suivante :

$$N = \frac{(2L_0 - d)(lp - \frac{3}{8}d)}{2d^2}$$

N : Nombre de lamelles ;

lp : Largueur des lamelles en m ;

Équation 50 : Estimation du nombre de lamelle

Avec

$$L_0 = \frac{L_p}{2}$$

$$d = \frac{e}{\sin\alpha}$$

e : Espacement entre les lamelles ;

Lp : Longueur des lamelles en m ;

α : angle d'inclinaison

- La vitesse de décantation sera calculée à partir de la formule ci-dessous :

$$V_d = \frac{Q_p}{STP}$$

V_d : Vitesse de décantation en m ;

Q_p : Débit de production en m³/h ;

STP : Surfaces Totale Projeté.

Équation : Vitesse de décantation

❖ Filtration

Les microflocs qui échappent à la décantation, seront retenus au niveau du matériau filtrant (sable), contenu dans le filtre. Il est prévu de réaliser une batterie de filtres à sable commune aux deux lignes de traitement. Les filtres seront de type monocouche.

Les caractéristiques des filtres sont définies sur la base des critères de conceptions suivantes :

Tableau 12 : Critères de conception du décanteur

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Vitesse de filtration	V_f	5	≤ 5	m/h
Hauteur du massif filtrant	H_m	1.2	0.8 à 1.5	m
Tirant d'eau au-dessus du sable	h	1	1 à 1.2	m
Granulométrie du sable	φ	0.95	-	mm
Viscosité dynamique de l'eau	μ	$8.03 \cdot 10^{-4}$	Valeur à 30°C	kg/m.s
Masse volumique de l'eau	ρ	995.7	-	kg/m ³
Sphéricité des grains	ψ	0.75	-	-
Porosité du massif filtrant	ε	0.445	-	m

Coefficient d'uniformité	η	2	< 1.6	
Rapport Longueur/Largeur	L/l	2	1 à 3	-
Largeur	l	5	-	m
Revanche	r	0.3	0.10 à 0.4	m
Nombre de filtre	-	2	-	-

- La surface totale de l'ouvrage de filtration sera calculée à partir de la formule définie ci-dessous :

$$S_t = \frac{Q}{V_h}$$

S_t : surface total en m^2 ;

Q : débit en m^3/s ;

V_h : vitesse de Hazen en m/s.

Équation 51 : Surface total des filtres

- Vu qu'il est prévu 2 filtres pour chaque unité de traitement, la surface unitaire de chaque filtre est donnée par la formule ci-après :

$$S_u = \frac{S_t}{4}$$

S_t : surface total en m^2 ;

S_u : surface unitaire en m^2 .

Équation 52 : Surface unitaire des filtres

- La hauteur des filtres sera calculée à partir de la formule ci-dessous :

$$H = H_m + h_e + r$$

H : hauteur des filtres en m ;

H_m : hauteur massif filtrant en m ;

h_e : tirant d'eau en m ;

r : revanche en m.

Équation 53 : Hauteur des filtres

Le choix des pompes de lavages pour les filtres et le supprimeur a été effectué à l'aide des critères dans le tableau 17.

Tableau 13 : Critères de conception des équipements de lavage des filtres

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Débit d'eau de lavage	Q_e	8	7 à 15	$m^3/h/m^2$
Débit d'air de lavage	Q_a	55	50 à 60	$m^3/h/m^2$

Débit d'eau de rinçage	Q_r	15	15	$m^3/h/m^2$
Temps de lavage air+eau	T_l	10	10 à 12	min
Temps de rinçage	T_r	10	5 à 10	min

L'installation de lavage du filtre comprend les équipements suivants : Deux (2) pompes de lavage dont une seule pompe sera opérationnelle (la deuxième assure le secours) et deux suppresseurs d'air (dont un de secours).

- Le débit de pompe d'eau et le débit du suppresseur ont été déterminés à l'aide des expressions suivantes :

$$Q_{po} = Q_r \times S_f$$

Q_{po} : Débit de pompe de l'eau m^3/h ;
 Q_r : Débit de rinçage en $m^3/h/m^2$;
 S_f : surface du filtre en m^2 .

Équation 54: Débit pompe d'eau

$$Q_s = Q_a \times S_f$$

Q_s : Débit du suppresseur en m^3/h ;
 Q_a : Débit d'air en $m^3/h/m^2$;
 S_f : surface du filtre en m^2 .

Équation 55 : Débit du suppresseur

Le choix des pompes se fera en fonction du débit et de la HMT. La pompe couvrira la plage de débit en lavage et en rinçage.

❖ Désinfection

La désinfection se fera avec du chlore. La dose de chlore sera injectée dans la bache de reprise à l'aide d'une pompe doseuse. Les caractéristiques des pompes doseuse sont définies sur la base des critères de conceptions suivantes :

Tableau 14 : Critère de conception des pompes doseuse et bac de préparation du chlore pour la désinfection

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Dose usuelle demande en chlore	C	5	-	mg/l
Dose usuelle en chlore résiduel	C_r	0.4	0.2 à 0.5	mg/l
Dose hypochlorite de calcium	C_m	10	-	g/l
Temps de fonctionnement	T	20	-	h

Le débit des pompes doseuses sera déterminé à partir de l'expression suivant :

$$Q_{pompe} = \frac{Q_d \times (C + C_r)}{C_m}$$

Q_{pompe} : Débit de la pompe doseuse en m^3/s ;

Q_d : Débit d'adduction en m^3/s ;

C_m : Dose de la solution mère g/l ;

C : Dose demande en chlore en mg/l ;

C_r : Dose en chlore résiduel en mg/l ;

Équation 56 : Débit pompe doseuse du chlore

Le volume des bacs de préparation du réactif sera déterminé à travers la formule suivante :

$$V = \frac{Q_d \times (C + C_r)}{C_m} \times T$$

V : Volume du bac (litre) ;

Q_d : Débit d'adduction en m^3/s ;

C_m : Dose de la solution mère g/l ;

C : Dose demande en chlore en mg/l ;

C_r : Dose en chlore résiduel en mg/l

Équation 57: Volume des pompes doseuses

Il peut arriver que la concentration en chlore résiduel au robinet du consommateur ne soit pas respectée. Dans ce cas de figure, il est judicieux de prévoir un autre poste de désinfection au pied des châteaux d'eau de Séguéla et Drissasso. Il sera proposé deux bacs dont un en secours. Ce poste comprendra une pompe doseuse et des bacs de préparation du réactif.

V.2.5.4. Bâche d'eau filtrée

L'eau traitée sera stockée dans une bâche semi enterrée. Les caractéristiques de la bâche sont définies sur la base des hypothèses suivantes :

Tableau 15 : Hypothèses de dimensionnement de la bâche d'eau filtrée

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Temps de stockage	T	1.1	-	h
Hauteur de la bâche	h	3.5	-	m
Largeur	l	8	-	m

Cette bâche est dimensionnée pour disposer d'une autonomie d'environ 1.1 h afin d'assurer le temps de contact avec le chlore (généralement 30 min).

Le volume de la bache (V_b) est donné par la formule définie ci-dessous :

$$V_b = T \times Q_a$$

V_b : volume de la bache en m^3 ;
 Q_a : débit d'adduction en m^3/s ;
 T : temps de stockage de l'eau.

Équation 58 : Volume de la bache de reprise

La bache sera de forme rectangulaire, sa longueur (L) sera exprimée par la formule ci-dessous :

$$L = \frac{V_b}{h \times l}$$

V_b : volume en m^3 ;
 l : largeur de la bache en m ;
 L : Longueur de la bache en m
 h : hauteur en m.

Équation 59 : Longueur de la bache

V.2.5.5. Salle de reprise

Il sera dimensionné une ou plusieurs salles de reprise selon des contraintes techniques. Dans le cadre de ce projet, il est demandé de ne pas dépasser une hauteur manométrique total de 170 m. Cette salle servira de reprise d'eau traitée vers une autre salle reprise ou un château d'eau. Elle abritera les pompes de refoulement de l'eau traitée et celles de lavages des filtres suivant le contexte.

V.2.5.6. Château d'eau

Le château d'eau sera dimensionné sur la base des hypothèses suivantes :

Tableau 16 : Hypothèses de dimensionnement du château

Désignation	Symbole	Valeur choisie	Valeur usuelle	Unité
Autonomie	A	6	-	h
Reserve incendie	R	60	30-60	m^3
Temps d'usage de la réserve incendie	T	2	-	h

$$V_C = D_{jp} \times \frac{A}{24} + R \times T$$

V_C : Volume du château en m^3 ;
 D_{jp} : Demande journalière de pointe de la localité ;
 R : Réserve incendie en m^3 ;
 A : Autonomie du château ;
 T : Temps d'usage de la réserve incendie.

Équation 60 : Volume du château

La hauteur de la tour du château sera obtenue à l'issue de la simulation du réseau de distribution.

V.2.5.8. Ouvrage annexe

Les installations sur le site seront sécurisées par une clôture et une guérite. Des travaux de voirie et des réseaux divers (assainissement, eau potable, électricité...) seront réalisés sur le site des installations. Il sera construit deux logements de quatre pièces (un salon + 3 chambres) pour les agents d'exploitation de la station. Il sera également construit un bâtiment d'exploitation au sein de la station. Aussi, il sera construit un bâtiment qui abritera les équipements du transformateur sur le site de la station de traitement.

V.2.6. Raccordement électrique des installations

La station d'exhaure, de traitement et la salle de reprise de Dasso seront alimentées à partir du réseau électrique de la CIE. La puissance à fournir aux équipements installés au niveau de ces ouvrages précités sera obtenu à partir de l'expression ci-dessous.

$$P_i = \frac{P_c}{\cos \varphi}$$

P_i : Puissance a installée ;
 P_c : Puissance consommée ;
 $\cos \varphi$: le facteur de puissance est pris égal à 0,8.

Équation 61 : Puissance installée

V.2.7 Simulation hydraulique

La simulation hydraulique consistera à étudier le comportement hydraulique du réseau d'adduction. Il s'agira de vérifier les conditions de vitesse, de perte de charge et de pressions. Elle sera faite à partir du logiciel Epanet. Les valeurs recommandées sont consignées dans le tableau 21.

Tableau 17 : Valeur recommandées

Désignation	Symbole	Valeur recommandée	Unité
Vitesse adduction	Va	0,6 à 1,5	m/s
Vitesse distribution	Vd	0,3 à 1	m/s
Perte de charge	Δh	< 5	m/km
Pression d'arrivé	P	≥ 10	m

V.2.8. Impacts du projet

Une mise en lumière des impacts négatifs et positifs du projet sera effectuée ainsi que les mesures d'atténuation et de bonification qui en découlent.

V.2.9. Études financière

Une étude financière de solutions proposées sera élaborée. L'utilisation des conventions de marchés permettra d'obtenir les prix unitaires sur la base desquels seront estimés les coûts.

V.2.9.1. Devis quantitatif et estimatif

Le devis quantitatif et estimatif consistera à estimer le coût des travaux pour la réalisation des ouvrages et acquisition des équipements. À ce devis, il sera appliqué un taux d'imprévu pris 6 %.

V.2.9.2. Amortissement des équipements

Il s'agit de perte de la valeur des équipements sur leurs durées d'utilisation. L'amortissement comptable annuel d'un bien est donné :

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

Équation 62 : Amortissement comptable des équipements

V.2.9.3. Charges d'entretien

Les frais d'entretien à l'horizon du projet sont évalués à 1,5% du coût total du projet.

V.2.9.4. Charges réactifs

Il s'agira ici d'estimer le cout d'acquisition des réactifs durant tout le projet.

V.2.9.4. Charges électricités

Il s'agira d'estimer les dépenses pour l'électricité à l'horizon du projet.

V.2.9.5. Charges personnels

Ici l'on estimera les coûts liés aux personnels en charge des installations.

V.2.9.6. Volume d'eau produit à l'échéance du projet

Il s'agit du volume total d'eau qui sera produit au bout de 15 ans de fonctionnement. Il est estimé à partir de l'expression suivante :

$$V = Q_p \times T \times J \times H$$

V : Volume d'eau (m³) ;

Q_p : Débit de production (m³/h) ;

T : Temps de fonctionnement (h/j) ;

J : Jour dans l'année (j/an).

Équation 63 : Volume d'eau produit à l'horizon du projet.

V.2.9.7. Estimation du prix de revient

Le prix du mètre cube doit être établi en fonction du pouvoir d'achat des usagers, tout en permettant à l'exploitant de supporter les charges liées à son activité. Il est obtenu par la formule.

$$P_r = \frac{A + C}{V}$$

V : Volume d'eau (m³) ;
A : Amortissement (Fcfa) ;
C : Charge (Fcfa) ;
P_r : Jour dans l'année (j/an).

Équation 64 : Estimation du prix de revient

VI. ETUDES DE FAISABILITE TECHNIQUE

VI.1. Estimation de la demande et des besoins en eau

VI.1.1. Localités

Les localités qui sont concernées par ce projet sont consignées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 18 : Localités du projet

Localités du projet	
Urbaines	Séguéla, Bereni duala, Sifié, Kamalo et Kouégo
Rurales	Dienfe, Mangbara, Bac semien, Dasso, Teguela, Gbemasso, Drissasso, Bingoro, Siana, Siakasso, Tala, Soba, Bolo, Oussougoula, Mangbassokourou, Kavena, Lalo, Lahoua, Diabala, Gbena, Messoromasso et Bekoro

VI.1.2. Population

La population de la ville de Séguéla et de ses localités environnantes sont estimées à 154 495 à l'horizon 2038 dont 149 442 seront raccordés au réseau de distribution soit 96.72% de la population. Le tableau 24 ci-dessous présente la population de la zone du projet. Le détail des calculs sont présentés en annexe 1.

VI.1.3. Demande et besoins en eau

La demande et les besoins en eau sont donnés dans le tableau 21 pour l'horizon 2038.

VI.1.4. Débits de dimensionnement

Les débits de dimensionnement sont consignés dans le tableau 21 pour l'horizon 2038.

NB : Le détail des calculs est donné à l'annexe 2

Tableau 19 : Synthèses de l'estimation de la demande et des besoins en eau

	Pop	PRac	Bd (m ³ /j)	Bse (m ³ /j)	Bmj (m ³ /j)	Bmjp (m ³ /j)	Djp (m ³ /j)	Qp (m ³ /h)	Qa (m ³ /h)	Qd (m ³ /h)
Séguéla	93893	93893	5051	758	5809	4592	5687	284	270	337,7
Bereni duala	8036	8036	432	65	497	600	743	37	35	44,1
Sifie	6388	6388	344	52	395	477	591	30	28	35,1
Kamalo	6303	6303	339	51	390	471	583	29	28	34,6
Kouego	6191	6191	333	50	383	463	573	29	27	34,0
Dienfe	3947	3355	101	15	116	140	173	9	8	12,0
Mangbara	3029	2575	77	12	89	107	133	7	6	9,2
Bac semian	2972	2526	76	11	87	105	130	7	6	9,0
Dasso	2959	2515	75	11	87	105	130	6	6	9,0
Teguella	2856	2428	73	11	84	101	125	6	6	8,7
Gbemasso	2499	2124	64	10	73	88	110	5	5	7,6
Drissasso	2413	2051	62	9	71	85	106	5	5	7,3
Bingoro	2020	1717	52	8	59	72	89	4	4	6,1
Siana	2007	1706	51	8	59	71	88	4	4	6,1
Siakasso	1309	1113	33	5	38	46	57	3	3	4,0
Tala	1212	1030	31	5	36	43	53	3	3	3,7
Soba	1148	976	29	4	34	41	50	3	2	3,5
Bolo	962	818	25	4	28	34	42	2	2	2,9
Oussougoula	740	629	19	3	22	26	32	2	2	2,2
Mangbasso	627	533	16	2	18	22	27	1	1	1,9
Kavena	603	513	15	2	18	21	26	1	1	1,8
Lalo	569	484	15	2	17	20	25	1	1	1,7
Lahoua	410	349	10	2	12	15	18	1	1	1,2
Diabala	384	326	10	1	11	14	17	1	1	1,2
Gbena	384	326	10	1	11	14	17	1	1	1,2
Messoromasso	319	271	8	1	9	11	14	1	1	1,0
Bekoro	315	268	8	1	9	11	14	1	1	1,0
Total	154 495	149 442	7359	1104	8462	7796	9654	483	459	588

VI.1.5. Débit de projet

D'après l'état des lieux, la production actuelle est de 150 m³/h. Cette production soustraite du débit de production de l'horizon 2038 du projet. Le nouveau débit de production est alors de 485 m³/h. Ce débit de production constitue le débit de projet.

VI.2. Évaluation de la disponibilité de la ressource

VI.2.1. Présentation du cours d'eau

Le cours d'eau pour le captage est le fleuve Sassandra à Bac Semien. Le site de captage se situe à Bac Semien. Bac Semien est une localité distante de 76 km de la ville de Séguéla. Les caractéristiques du bassin versant sont consignées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 20: Caractéristiques du bassin versant

Station	Latitude	Longitude	Superficie drainée (km ²)	Périmètre (km)	Pente (%)	Alt max (m)	Alt min(m)
Bac Semien (Sassandra)	7° 42.59'N	7° 4.25'O	30301.78	1703.19	0.097	1070	240

La figure ci-dessous présente le bassin versant du point de captage

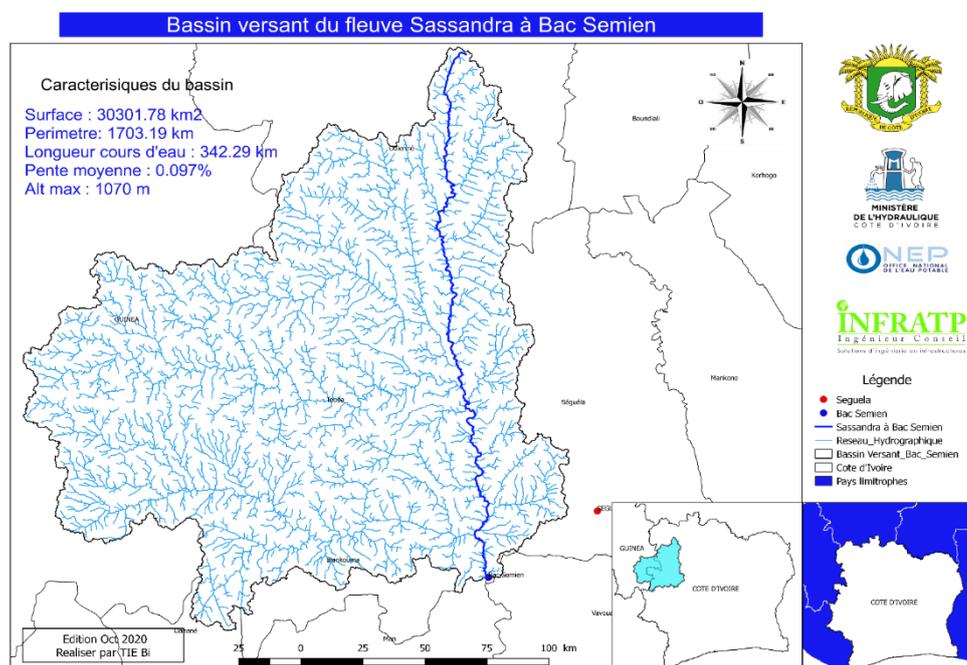


Figure 8: Bassin versant du fleuve Sassandra à Bac Semien

VI.2.2. Contrôle et analyse des données

Les figures ci-dessous présentent les résultats du contrôle et de l'analyse des données à l'aide des tests d'hypothèses à partir du logiciel HyfranPlus. Les résultats montrent que les échantillons sont indépendants, stationnaires et homogènes. Par conséquent, l'ajustement statistique est possible.

The screenshot shows the 'Hypotheses tests' tab in the HyfranPlus software. The 'Name of test' is set to 'Stationarity test (Kendall)'. The 'Project Title' is 'Disponibilité de la ressource'. Under 'Hypotheses', H0 is 'No trend is apparent in the observations' and H1 is 'There is a trend in the observations'. The 'Results' section displays a 'Statistics value' of $|K| = 1.53$ and a 'p-value' of $p = 0.125$. The 'Conclusion' section states: 'We accept H0 at a significance level of 5%'.

Figure 9 : Test de stationnarité

VI.2.3. Analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle des étiages de la station de Bac Semien est présentée dans le tableau ci-dessous. Les séries statistiques (échantillons) ont été ajustées à partir de la **loi de Gumbel**.

On observe pour une fréquence au non-dépassement de 0,93 ayant une période de retour **15 ans** correspondant à l'horizon du projet, la valeur de l'étiage estimé est de l'ordre de **28,80 m³/s** en saison humide et **2,0m³/s** en saison sèche avec une fréquence de non-dépassement de 0,06. Le débit de production dans le cadre de ce projet étant de **0,13 m³/s**, la prise sur le fleuve Sassandra à Bac Semien pourra largement fournir le débit de production additionnel et en toute saison.

Tableau 21 : Analyse fréquentielle à partir de Gumbel

Saison	Période de retour	Fréquence	Quantile (m ³ /s)	Écart-type	Intervalle
Humide	100	0.99	42.90	6.4	44.8 - 91.1
	50	0.98	37.80	5.49	39.1 - 79.3
	20	0.95	31.00	4.3	33.3 - 67.4
	15	0.93	28.80	3.93	25.7 - 51.8
	10	0.90	25.70	3.4	20.0 - 40.0
	5	0.80	20.20	2.52	14.2 - 28.2
sèche	2	0.50	11.90	1.5	6.59 - 12.6
	100	0.01	-01.88	2.36	-6.50 - 2.74
	50	0.02	-0.685	2.18	-4.97 - 3.60

20	0.05	01.26	1.92	-2.50 - 5.03
15	0.06	02.00	1.83	-1.58 - 5.58
10	0.10	03.18	1.69	-0.13 - 4.50
5	0.20	05.80	1.46	2.93 - 8.67
2	0.50	11.90	1.5	9.01 - 14.9

La figure 10 présente la vérification de l'adéquation entre la loi statistique et la série de données. Cette vérification a été faite à partir du test de **Khi deux**. Il est observé qu'il y a adéquation entre la loi statistique utilisée pour l'ajustement et de la série de données.

Figure 10 : Test d'adéquation de Khi deux

VI.2.4. Analyse des périodes hydrologiques

Les périodes hydrologiques du fleuve Sassandra à Bac Semien sont présentées dans le tableau 22. Dans le bassin versant du fleuve Sassandra à bac Semien, la période des basses eaux débutent en novembre pour prendre fin en juillet avec avril comme mois d'étiage. Tant dis que la période des hauts eaux débutent en août et prend fin en octobre avec septembre le mois de crue.

Tableau 22: Analyse des périodes hydrologiques

Débit moyenne (m³/s)	33.72	18.32	16.27	34.27	54.64	92.56	176.57	445.57	700.73	429.85	174.83	72.15
CMD	0.16	0.09	0.08	0.16	0.26	0.44	0.83	2.10	3.30	2.02	0.82	0.34
Période	Basse eaux							Hauts eaux		Basses eaux		
Mois Critique	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc

VI.2.5. Évaluation journalière de la disponibilité

L'analyse du tableau montre que la prise sur le fleuve Sassandra à bac Semien peut à chaque jour de l'année fournir le débit de production additionnel. En effet, nous observons que le débit disponible est largement supérieur au débit de projet.

Tableau 23 : Disponibilité journalière de la ressource

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Réservé (m ³ /s)	3.4	1.8	1.6	3.4	5.5	9.3	17.7	44.6	70.1	43.0	17.5	7.3
Qm (m ³ /s)	30.3	16.5	14.6	30.8	49.2	83.3	158.9	401.0	630.7	386.9	157.4	66.0
Qdis(m ³ /s)	30.2	16.4	14.5	30.7	49.0	83.2	158.8	400.9	630.5	386.7	157.2	65.9
Qprojet (m ³ /s)	0.13											
Observation	Le débit est excédentaire											

Le captage peut se fait sur le fleuve Sassandra à Bac Semien. Selon, l'hydrologie de ce fleuve, il peut fourni en tous mois le débit de production additionnel qui de 0.13 m³/s.

VI.3. Dimensionnement des ouvrages et équipements hydrauliques

VI.3.1. Conduite de refoulement

Les caractéristiques des conduites de refoulement à savoir le diamètre, la longueur, la vitesse, la perte de charge, la pression au point d'arriver, la profondeur min et max de pose et la tranchée de pose sont présentées dans le tableau ci-dessous. Pour plus de détails sur les calculs et simulations voir les annexes 26 et 28.

Tableau 24 : Caractéristiques des conduites de refoulement

Biefs	DN (mm)	L (m)	V (m/s)	ΔH (m)	P (bar)	Pmin (m)	Pmax (m)	Trax (m)
Exh-STEP	500	1 000	0,69	0,8	1,48	1,4	1,7	1
STEP-SR2	500	40 000	0,65	87,65	5,90	1,4	1,7	1
SR2-CE *	300	10 000	0,51	9,63	1,20	1,2	1,5	0,8
SR2-CE **	400	26 000	0,73	29,74	3,65	1,3	1,6	0,9

*Drissasso

*Séguéla

❖ Équipement de protection et d'exploitation

Les points d'implantation des ventouses et vidange ainsi que leur diamètre de raccordement par bief sont présentés en annexe 24 et 25.

- Coups de bélier

Le tableau ci-dessous présente la vérification de la nécessité de pose de l'anti-bélier sur le réseau d'adduction. Pour plus de détails voir l'annexe 12.

Tableau 25 : Vérification de la nécessité de pose de l'anti-bélier

Calcul Théorique - Coup de Bélier					
		Bief1	Bief2	Bief3	Bief4
Célérité de l'onde (a)	m/s	573,20	573,20	998,52	812,95
Variation de pression	mCE	29,81	49,83	59,98	60,49
Surpression	mCE	49,81	68,58	259,89	89,61
Dépression	mCE	-9,81	-7,38	-38,13	-31,37
PMA	-	360,00	360,00	360,00	360,00
Nécessité de l'anti bélier	-	oui	oui	oui	oui
Volume anti-bélier	l	2000	10000	1000	8000

À partir des résultats du tableau ci-dessus on remarque que la pression maximale admissible calculé est supérieure aux surpressions. Cependant, les dépressions sont toutes négatives. On peut conclure qu'il y a **coup de bélier par dépressions** alors des anti-béliers devront être posés sur les réseaux Leur volume ont été déterminé et sont présentés dans le tableau ci-dessus.

VI.3.2. Système de pompage

VI.3.2.1. Station d'exhaure

La station d'exhaure sera construite à proximité du cours d'eau. Elle sera implantée selon les coordonnées UTM (X : 712837.0; Y : 852700.0). Le plan de masse sera présenté en annexe.

❖ Cote fonctionnelle

Les cotes fonctionnelles de la station de pompage sont définies dans le tableau ci-dessous. Pour les détails du calcul voir l'annexe 4.

Tableau 26 : Côte fonctionnelles de la station de pompage

Bief1_Exhaure_STEP	
Débit de projet (Qp)	486,7 m ³ /h
Hauteur Manométrique Totale (HMT)	19,87 m
Charge nette d'aspiration disponible (NPSHd)	8.93 m
Marnage	9.27 m
Nombre de pompe	1 pompe installée + 1 pompe secours
Rendement minimum des pompes	< 75 %

❖ Choix et caractéristiques de la pompe

Le cours d'eau pour la prise présente un marnage de **9.27 m**. Théoriquement, aucune pompe ne peut aspirer de l'eau à une différence de hauteur entre l'axe de la pompe et la surface libre de l'eau à plus de **10.33 m**, au-delà, il y a **risque de cavitation**. Dans la pratique, dès que la différence de hauteur atteint les **7-8 m**, il faut envisager l'utilisation d'une pompe en charge ou pompe immergée. Dans le cas de ce projet, nous avons choisi l'utilisation d'une pompe type Hydromobil à mat de transfert oscillant. Elle a pour avantage de capter l'eau de surface dans des plans ou cours d'eau dont le niveau est susceptible de subir des variations importantes. Cette station d'exhaure sera fournie « clé en main » par HYDROMOBIL en tenant compte des informations contenu dans le tableau 26.

VI.3.2.2. Salles de reprise

Les salles de reprises accueilleront les pompes qui permettront de refouler l'eau traitée. Le tableau 27 présente les côtes fonctionnelles des salles de pompage.

Tableau 27 : Caractéristiques des pompes à installer dans les salles de reprise

Biefs	Débit (m ³ /h)	HMT (m)	R (%)	Marque	N° série	Disposition	Nombre
SR1-SR2	467,4	30,60	72	KSB	KWP O 200-200-470	Série	5+1 secours
SR2-CE*	131,2	29,12	69	KSB	KWP O 200-200-140	Série	4+1secours
SR2-CE**	332,5	29,05	80	KSB	KWP O 200-200-340	Série	4+1 secours

* Drissasso

*Séguéla

VI.3.3. Station de traitement

La station de traitement sera située à la sortie du village Bac Semien à environ un (1) kilomètre de la station d'exhaure. Elle sera implantée selon les coordonnées UTM (X : 713195.0 ; Y : 853324.0). Le plan de masse sera présenté à l'annexe.

VI.3.3.1. Répartiteur

Il est prévu de réaliser un ouvrage qui assure la répartition égale du débit d'eau brute, entre les deux (2) lignes de clarification. Cet ouvrage sera de forme rectangulaire, composée des trois (3) compartiments suivants :

- Le compartiment central, où débouche la conduite d'eau brute DN500 et qui est équipé d'un (1) té ;
- Le compartiment de trop-plein ;
- Le compartiment de départ, qui comporte deux (2) déversoirs, chacun alimentera une ligne de clarification.

Les caractéristiques des compartiments du répartiteur sont définies dans le tableau ci-dessous :

Tableau 28 : Caractéristiques du répartiteur

Répartiteur										
h/p	Cr	C	b/B	h (m)	b (m)	B (m)	r (m)	P (m)	H (m)	L (m)
0.4	0.02	0.43	0.4	1	0.2	0.6	0.5	2.5	4	2

Chaque déversoir aura une longueur déversant de 0.2 m et une hauteur d'eau de 1 m. Pour les détails des calculs voir annexe 6.

VII.3.3.2. Bassin de mélange

Chacune des deux (2) lignes de clarification comporte un bassin de mélange, au sein de laquelle seront injectés principalement les réactifs de traitement (l'hypochlorite de calcium pour la préchloration, le sulfate d'alumine pour la coagulation, le lait de chaux pour la neutralisation et la minéralisation). Pour des détails de calcul voir annexe 7.

Les caractéristiques géométriques des bassins de mélange sont définies dans le tableau 30.

Tableau 29 : Caractéristique géométrique du bassin de mélange

Caractéristiques géométriques						
V (m ³)	S (m ²)	L(m)	l (m)	H (m)	Hs (m)	Lt (m)
8	2.5	2.5	1	3.5	1.4	0.3

Chacun de ces deux (2) bassins sera équipé d'un groupe électro-agitateur, qui assure une distribution uniforme des réactifs de traitement précités. Les caractéristiques de ces agitateurs sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau 30 : Caractéristiques de l'agitateur du bassin de mélange

Agitateur tripales	
Rendement (%)	0.8
Puissance demandé (kW)	6.80
Marque	STAMO
Puissance d'usage (kW)	0.09-18.5
Disposition	Pivotable

Les caractéristiques des pompes doseuses pour l'injection de ces différents réactifs dans l'eau brute et des bacs de préparation des réactifs sont présentées dans le tableau 32. Les taux de dosage de ces réactifs seront préconisés par les essais de traficabilité (essais de Jar-test).



Bacs et pompes doseuses

Tableau 31 : Caractéristiques des bacs et des pompes doseuses

Désignations	Sulfate aluminium	Hypochlorite de calcium	Chaux	Eau de chaux saturée	Unités
Débit horaire	242	242	242	242	m ³ /h
Taux de traitement	150	7	10	10	g/m ³
Concentration des réactifs	100	10	60	1.6	g/l
Débit de la pompe doseuse	353	165	39	24	l/h
Volume de bac	7050	3290	783		l

Il sera donc nécessaire d'acquérir et d'installer trois (3) pompes doseuses selon le type de dosage (**une par ligne et la troisième comme secours**), de caractéristiques suivantes :

Tableau 32 : Choix des pompes doseuses à utiliser

Désignations	Sulfate aluminium	Hypochlorite de calcium	Chaux	Eau de chaux saturée
Marque	Grundfos DMX	Grundfos DMX	Grundfos DMX	Grundfos DMX
Série	DMX 226 460-6	DMX 226 224-5	DMX 221 50-10	DMX 221 27-12
Type	Electromécanique à membre attelée			
Débit (l/h)	≤ 460	≤ 190	≤ 50	≤ 27
Pression (bar)	6	5	10	12

VI.3.3.3. Bassin de floculation

Les particules générant la turbidité colloïdale, qui sont déstabilisées dans l'ouvrage de mélange rapide, se constituent en floes au sein du "floculateur", et ce grâce à l'agitation lente qui est assurée au sein de cet ouvrage. Pour chacun des deux (2) floculateurs, leurs caractéristiques sont définies dans le tableau ci-dessous. Pour le détail des calculs voir annexe 8.

Tableau 33 : caractéristiques géométriques du floculateur

Caractéristiques géométriques						
V (m ³)	S (m ²)	L(m)	l (m)	H	Hs (m)	Lt (m)
84	24	6	4	3.5	1.4	0.3

Chacun de ces deux (2) floculateurs sera équipé d'un groupe électro-agitateur, qui assure une distribution uniforme des réactifs de traitement précités. Les caractéristiques de ces agitateurs sont présentées dans le tableau ci-après.



Tableau 34 : Caractéristiques de l'agitateur du floculateur

Agitateur tripales	
Rendement (%)	0.8
Puissance demandé (kW)	0.27
Marque	STAMO
Puissance d'usage (kW)	0 - 4
Disposition	Verticale

VI.3.3.4. Décanteur

Les floes assez denses, formés au sein des flocculateurs, se précipitent ou décantent respectivement dans 2 décanteurs lamellaires. Pour chacun des deux (2) décanteurs leurs caractéristiques sont définies dans le tableau ci-dessous.

Tableau 35 : Dimensions de chacun des décanteurs

Caractéristique du géométrique du décanteur							
Q (m ³ /h)	V (m/h)	St (m ²)	V (m ³)	H (m)	L (m)	l (m)	P
242	6.5	36	130	3.5	6	6	10%

Les plaques lamellaires seront insérées dans les décanteurs. Dans ce tableau sont présentées leurs caractéristiques.



Module lamellaire

Tableau 36 : Caractéristique des lamelles

Caractéristiques des lamelles											
L (m)	l (m)	e (m)	L ₀ (m)	d (m)	N	R (%)	STP (m ²)	V _{lim} (m/h)	E _f	L _f	l _f
1.5	1.2	0.04	0.75	0.05	403	67	243	0.6	1/7	6	6

Pour chacun des 2 ouvrages, les eaux décantées sont reprises par huit (8) tuyauteries (2 x 4) en PVC DN 300, percées de trous de diamètre 25 mm, pour être acheminées vers le canal central de collecte. Ce canal d'une largeur d'un (1) m et d'une longueur de douze (12), sera accolé aux décanteurs à partir duquel l'eau sera acheminée vers les filtres. Pour les détails de calcul voir annexe 9.

Chaque décanteur sera également muni d'une goulotte de collecte et d'évacuation des excès de boues vers un bassin à boues conçu à cet effet. Le contrôle de la sortie des boues se fera via une vanne motorisée connectée à un capteur de niveau. Une vanne manuelle sera également installée.

VI.3.3.5. Filtre

Les microflocs, qui échappent à la décantation, sont retenus au niveau du matériau filtrant (sable), contenu dans le filtre. Il est prévu de réaliser une batterie de filtres à sable, commune aux deux lignes de production. Les filtres seront du type monocouche. Il est présenté dans le tableau ci-dessous les caractéristiques géométriques des filtres.



Sable pour filtration

Tableau 37 : Caractéristiques des filtres

St (m ²)	Su(m ²)	Hf (m)	L(m)	ΔHm (m)
96	24	2.5	8	1.9

Les filtres seront régulièrement entretenus afin d'éviter tout colmatage qui réduirait l'efficacité des filtres. Il sera donc nécessaire d'acquérir et d'installer deux (2) pompes selon l'usage (**la deuxième comme secours**), de caractéristiques suivantes :

Tableau 38 : Caractéristique des pompes pour le lavage

Pompe	Lavage	Rinçage	Suppresseur
Débit (m ³ /h)	125	230	850
HMT (m)	10	10	10
Marque	KSB		SILENT FLOW
Série	KWP O 100-080-320	KWP O 150-150-315	S2H52
NPSH _R (m)	1.5	1.75	-
Puissance (kW)	6.5	10	-
Pression (mbar)	-	-	500

La gestion des eaux de lavages sera abordée dans le chapitre consacré l'étude d'impact environnementale.

VI.3.3.6. Bâche eau traitée

L'eau traitée sera stockée dans la bâche d'eau. Cette bâche est dimensionnée pour disposer d'une autonomie d'environ 1.1 h afin d'assurer le temps de contact à la désinfection (généralement 30 min). Pour plus détails voir annexe 10.



Analyseur d'eau traitée

Tableau 39 : Caractéristiques de la bâche d'eau traitée

Q (m ³ /h)	Ts (h)	V(m ³)	H(m)	L (m)	l (m)
460	1.1	500	3.5	17.8	8

VI.3.3.7. Désinfection de l'eau traitée

La désinfection de l'eau filtrée, a pour objectif principal d'assurer la potabilité bactériologique de l'eau desservie aux consommateurs. Les caractéristiques de la pompe doseuse pour l'injection de l'hypochlorite de calcium dans l'eau traité et des bacs de préparation du réactif sont présentées dans le tableau 43.



Tableau 40 : Caractéristique des bacs et de la pompe doseuse pour la désinfection de l'eau traitée

Désignations	Valeur	Unités
Débit horaire	460	m ³ /h
Taux de traitement	5	g/m ³
Concentration du réactif	10	g/l
Chlore résiduel	0.4	mg/l
Débit de la pompe doseuse	240.3	l/h
Volume de bac	4806	l

Il sera donc nécessaire d'acquérir et d'installer deux (2) pompes doseuses (**la deuxième comme secours**), de caractéristiques suivantes :

Tableau 41 : choix de la pompe doseuse

Désignations	Hypochlorite de calcium
Marque	Grundfos DMX
Série	DMX 226 280-8
Débit (l/h)	≤ 280
Pression (bar)	8

Le point d'injection de l'eau chlorée (solution de HTH) est prévu au sein de la conduite DN500 alimentant ce réservoir.

VI.3.4. Château d'eau

L'eau traitée sera acheminée vers les châteaux de Drissasso et de Séguéla, afin d'assurer la distribution. Le château de Drissasso sera un nouveau château d'eau à construire, il aura une capacité de 500 m³ et sur une hauteur de 25 m avec une côte au radier de 409 m. Tandis que celui de Séguéla est existant et il a une capacité de 500 m³ et une hauteur de 20 m avec une côte au radier de 393 m. Pour détails sur les calculs voir 30 et 31.

Un poste de réchloration sera installé au niveau de chacun des châteaux d'eau. Ils seront équipés chacun d'une pompe doseuse dont les caractéristiques sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 42 : les équipements du poste de chloration du château de Drissasso

Désignations	Valeur	Unités
Débit horaire	130	m ³ /h
Taux de traitement	3	g/m ³
Concentration du réactif	10	g/l
Chlore résiduel	0.4	mg/l
Débit de la pompe doseuse	44	l/h
Volume de bac	900	l

Tableau 43 : les équipements du poste de chloration du château de Séguéla

Désignations	Valeur	Unités
Débit horaire	330	m ³ /h
Taux de traitement	3	g/m ³
Concentration du réactif	10	g/l
Chlore résiduel	0.4	mg/l
Débit de la pompe doseuse	115	l/h
Volume de bac	2300	l

Le tableau ci-dessous présente la pompe doseuse choisie pour l'injection du chlore. Le point d'injection de l'eau chlorée (solution de HTH) est prévu au sein de la conduite DN400 alimentant le château.

Tableau 44 : Choix de la pompe doseuse

Désignations	Hypochlorite de calcium
Marque	Grundfos DMX
Série	DMX 226 190-10
Débit (l/h)	≤ 190
Pression (bar)	10

VI.3.5. Raccordement électrique des installations

La puissance consommée est de 491.4 kW. En considérant, un facteur de puissance $\cos \varphi = 0.8$, il est obtenu une puissance installée de 1252 kVA. Les résultats sont donnés dans le tableau 53 ci-dessous. Pour plus de détails voir annexe 13.

Tableau 45 : Bilan de puissance des installations

Installation	Puissance consommée (kW)	Puissance installée (kVA)
Exhaure	96,09	235,225
STEP	247,97	658,9875
SR2	96,32	293,95
CE Séguéla	51,02	63,8375
Totale	491,4	1252

Les installations et équipement seront raccordés au réseau électrique à partir de la ligne HTA 2500 KV. L'alimentation secours est assurée par des groupes électrogène de puissance 160 KVA sous une tension de 400 V.

VI.4. Schéma d'aménagement retenu

Le schéma d'aménagement global proposé est le suivant :

- Conserver les installations existantes ;
- Construire une nouvelle ligne d'adduction de 485 m³/h en captant de l'eau de surface au moyen d'une station d'exhaure à tour implantée selon les coordonnées UTM (x : 712837.0; y : 852700.0). Ce site est situé dans le village de Bac-Semien sur le fleuve Sassandra à environ 70 km de Séguéla sur l'axe Man – Séguéla ;
- Traiter l'eau brute via une unité de potabilisation de 485 m³/h implantée selon les coordonnées UTM (x : 713195.0; y : 853324.0) à la sortie du village Bac-Semien ;
- Refouler l'eau traitée vers la localité de Séguéla. Sur ce refoulement, outre la station de reprise (SR1) prévue sur le site de la station de traitement, il est projeté une station de reprise intermédiaire (SR2) dans le Village de Dasso ;
- Refouler l'eau traitée de la SR2 au château d'eau (CE 500) existant de Séguéla et le nouveau (CE 500) de Drissasso ;
- Réhabiliter le château d'eau existant de Séguéla ;

Dans ce schéma, le système d'adduction d'eau potable de la zone du projet sera composé des équipements suivants :

- une station d'exhaure de capacité 485 m³/h y compris les ouvrages annexes :
 - un bâtiment d'exhaure ;
 - des équipements hydrauliques
 - les installations électriques ;
 - l'aménagement de la piste d'accès ;
 - l'aménagement des berges ;
- la conduite d'eau brute en fonte ductile DN 500 ;
- une station de traitement d'eau potable de capacité 485 m³/h avec ces ouvrages annexes :
 - un bâtiment d'exploitation ;
 - un poste transformateur ;
 - un logement ;
 - une guérite ;

- la clôture ;
- l'aménagement de la cour de la station ;
- une bâche de stockage 500 m³ ;
- une salle de reprise de capacité de 460 m³/h comportant des groupes électropompes de reprise vers la SR2 à Dasso ;
- les installations électriques ;
- la conduite d'eau traitée en fonte ductile DN 500 ;
- une bâche de stockage intermédiaire 500 m³ et une salle de reprise intermédiaire à Dasso comportant des groupes électropompes ;
- construction d'un château d'une capacité de sur une tour de 30 m ;
- la réhabilitation du château d'eau 500 m³ de Séguéla et sa mise en service.

Voir l'**annexe 32** pour la présentation du synoptique.

VII. ETUDES DE FAISABILITE FINANCIERE

VII.1. Devis quantitatif et estimatif

L'évaluation approximative des coûts de réalisation des travaux a donné un coût total de **17 670 051 600 F CFA**, toutes taxes comprises. Ces coûts sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 46: Devis quantitatif et estimatif

	Désignations	Montant Fcfa
1	Frais généraux et installation de chantier	600 000 000
2	Captage de l'eau brute	1 725 000 000
3	Station de traitement	5 770 000 000
4	Construction d'une salle de reprise	1 330 000 000
5	Réhabilitation du château d'eau 500 m ³	402 000 000
6	Construction d'un château 500 m ³	690 000 000
7	Fourniture et pose de conduites en fonte, y compris la fouille, pièces à de raccords et robinetterie	3 720 000 000
TOTAL TRAVAUX		13 547 000 000
IMPREVU (6%)		812 820 000
TOTAL HT		14 359 820 000
TVA (18%)		2 584 767 600
TOTAL TTC		17 670 051 600

VII.2. Estimation de l'amortissement des équipements

Le calcul des dotations aux amortissements est présenté dans le tableau ci-après.

Tableau 47 : Estimation de l'amortissement des équipements

Désignation	Prix	Durée	Annuel
Pompe haut brute	325 000 000	5	65 000 000
Pompes de reprise d'eau traitée	600 800 000	5	120 160 000
Pompes doseuses	25 000 000	5	5 000 000
Pompes de rétro lavage	12 700 000	5	2 540 000
Suppresseur de rétro-lavage	6 000 000	5	1 200 000
Pompes d'évacuation des boues	12 100 000	5	2 420 000
Équipements de préparation des réactifs	10 000 000	5	2 000 000
Réalisation & équipement des réservoirs en béton armé	2 005 000 000	50	40 100 000
Fourniture & pose de canalisation en fonte ductile	3 550 000 000	50	71 000 000
Fourniture & pose de pièces spéciales	2 720 104 067	30	90 670 136
Raccordement électrique + transformateur	214 400 000	20	10 720 000
Groupes électrogènes de relais	105 000 000	10	10 500 000
Total amortissement annuel (FCFA)			421 310 136
Total amortissement à l'horizon du projet			6 319 652 034

VII.3. Estimation des charges d'exploitation

VII.3.1. Charges d'entretien des installations

Les frais d'entretien à l'horizon du projet sont estimés à **254 168 814 F CFA**.

VII.3.2. Charges des réactifs

Les dépenses en réactifs sont évaluées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 48 : Charges des réactifs

Désignation	Journalier (Kg/j)	Annuel (Kg/an)	Prix unitaire (FCFA/kg)	Coût annuel (FCFA)
Sulfates d'aluminium	720	262 800	145	38 106 000
Hypochlorite de calcium	350	127 750	1 350	172 462 500
Chaux vive	392	143 080	190	27 185 200
Total charges en achats de réactifs annuelles				237 753 700
Total charges en achats de réactifs à l'horizon du projet				3 566 305 500

VII.3.3. Charges électricité

Après bilan énergétique, les dépenses en électricité furent évaluées sur la base des tarifs de l'électricité en Côte d'Ivoire. Les résultats sont contenus dans le tableau 60 ci-dessous

Tableau 49 : Charges électricité

Charges d'électricité moyenne tension CIE					
Puissance souscrite (kW)	Pc (kw)	Temps (h)	Ec (kWh)	Prix du kWh (HT)	Charges FCFA (TTC)
Heures pleines	491,40	13	6 388,20	58,55	374 029
Heures de pointe	491,40	4,50	2 211,30	79,84	176 550
Heures creuses	491,40	7,50	3 685,50	48,45	178 562
Prime fixe annuelle par kW souscrit					31 380
Redevance électrification rurale par bimestre					100,00
Redevance RTI par bimestre					2 000
Taxe Rémunératoire pour enlèvement des ordures Ménagères - Abidjan par kWh				2,50	9 214
Taxe Rémunératoire pour enlèvement des ordures Ménagères - Autres communes par kWh				1	6 388,20
Total charges d'électricité annuelle					266 185 830
Total charges d'électricité à l'horizon du projet					3 992 787 458

VII.3.4. Charges du personnel

La masse salariale du personnel en charge de l'exploitation des installations est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 50 : Charges du personnel

Désignation	Nombre	Charges mensuelles	Charges annuelles
Chef de centre	1	400 000	4 800 000
Adjoints d'exploitation	2	350 000	8 400 000
Exploitants	3	300 000	10 800 000
Gardiens	5	200 000	12 000 000
Total charges annuelles du personnel			36 000 000
Total charges annuelles du personnel à l'horizon du projet			540 000 000

Ainsi, après calcul, le total amortissement et charges sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau 51 : Total amortissement et charges

Amortissement + charges	
Achat de réactifs	3 566 305 500
Charge électricités	3 992 787 458
Amortissement	6 319 652 034
Charge entretien	254 168 814
Total	14 132 913 805

VII.3.5. Volume d'eau produit à l'horizon du projet

Le volume d'eau produit à l'horizon du projet est estimé à **53 107 500 m³**.

VII.3.6. Prix du mètre cube d'eau

Le prix du mètre cube d'eau est évalué à **425 Fcfa**.

VIII.IMPACTS DU PROJET

Cette partie porte sur l'étude des impacts de ce projet, en vue d'évaluer ses impacts positifs et négatifs et les contraintes liés à sa mise en place. L'étude portera sur l'analyse des impacts au niveau des trois composantes de l'environnement, à savoir le milieu humain, le milieu physique et le milieu biologique, avec la proposition de quelques mesures d'atténuation pour réduire au maximum l'intensité des impacts perçus.

VIII.1. Impacts potentiels du projet en phase préparatoire et d'installation

VIII.1.1. Impacts positifs

Les impacts positifs du projet seront notables et sont présentés comme suit :

- **Sur le milieu biophysique** : aucun impact positif significatif n'est à prévoir.
- **Sur le milieu humain**: les opportunités d'affaires pour les entreprises locales et consultants sélectionnés, la création d'emploi temporaires pour la population locale, le développement circonstanciel des activités de restauration et des services autour de la base chantier, des gains financiers pour les propriétaires terriens et le brassage culturel

VIII.1.2. Impacts négatifs

Les impacts négatifs sont présentés comme suit :

- **Sur le milieu physique**: les émissions de poussière et de fumée dans l'air, la modification de l'environnement sonore due aux émissions de bruits générés par les camions et engins des travaux ;
- **Sur le milieu biologique**: la destruction localisée du couvert végétal sur les sites des stations de traitement, bâche et salle de reprise ;
- **Sur le milieu humain** : les nuisances auditives, la perturbation de la quiétude des riverains, des risques d'accident de circulation, des risques d'affections olfactives et respiratoires pour les populations riveraines, des risques d'infections de l'appareil respiratoire et auditif des ouvriers et des risques d'accident de travail et les risques de conflits entre les propriétaires terrains et l'entreprise des travaux du fait à une occupation non autorisée de terrains privés.

VIII.2. Impacts potentiels du projet en phase de construction

VIII.2.1. Impacts positifs

Les impacts positifs en phase de constructions sont présentés ci-dessous :

- **Sur le milieu biophysique** : aucun impact positif significatif n'est à prévoir ;
- **Sur le milieu humain** : des opportunités d'affaire et l'amélioration du chiffre d'affaire des prestataires sélectionnés, la création d'emplois temporaires pour la population locale, l'amélioration des chiffres d'affaires des commerçants locaux installés autour de la base de chantier, la création d'une source de revenus pour les propriétaires des sites et bâtis qui serviront de base de chantier ou logement du personnel de chantier et le brassage culturel.

VIII.2.2. Impacts négatifs

Les impacts négatifs en phase de constructions sont présentés ci-dessous :

- **Sur le milieu physique** : les risques d'érosion superficielle dus à la dégradation localisée des sols dénudés, la contamination des sols à la suite de déversements accidentels de carburant, les risques de contamination des eaux de surface en cas de gestion inappropriée des déchets solides du chantier et déversement accidentel des produits dangereux, les risques de contamination de la nappe, les émissions de poussière et de gaz d'échappement dans l'air et la modification de l'environnement sonore de la zone du projet.
- **Sur le milieu biologique** : la destruction du couvert végétal lors du dégagement des emprises des sites de la station, des bâches et salle de reprise, des logements des agents, des ouvrages annexes et des itinéraires de pose des conduites.
- **Sur le milieu humain** : des nuisances auditives et respiratoires, perturbation de la quiétude des riverains, des risques d'accident pour les populations riveraines, des risques de propagation des IST/VIH/SIDA et du coronavirus, des risques de conflits et de bouleversements des rapports sociaux au niveau local, des risques de violences basées sur le genre, des risques d'infections de l'appareil respiratoire et auditif des travailleurs sur le chantier et des accidents de travail (blessures ou chute des ouvriers) ;
- **Sur les réseaux existants** : la rupture ou perturbation des services des réseaux AEP, assainissement, communication et électricité ;
- **Sur la cohésion sociale** : le risque de conflit lors du recrutement de la main-d'œuvre et de perturbation de l'avancement des travaux ;
- **Sur les biens archéologiques** : le risque de destruction de biens archéologiques lors des travaux de tranchées ;
- **Sur les biens privés** : les pertes définitives de terrains pour l'implantation de la station, des bâches, des salles de reprise, des logements des agents et des ouvrages annexes.

VIII.3. Impacts potentiels du projet en phase d'exploitation et d'entretien

VIII.3.1. Impacts positifs

Les impacts positifs en phase d'exploitation et d'entretien sont présentés ci-dessous :

- **Sur le milieu biophysique** : aucun impact positif significatif;
- **Sur le milieu humain** : l'amélioration des conditions de vie des populations par la réduction des risques de maladies d'origine hydrique et la réduction des déplacements des femmes et enfants en charge des corvées.

VIII.3.2. Impacts négatifs

Les impacts négatifs en phase d'exploitation et d'entretien sont présentés ci-dessous :

- **Sur le milieu physique** : le risque de constitution de nids de moustiques et de pollution du sol et production de boues, eaux de rinçage de la station de traitement et des fuites d'eau ;
- **Sur le milieu humain** : l'augmentation des eaux usées générées au niveau des ménages et les risques de constitution de source de prolifération des moustiques.

VIII.4. Mesures pour la gestion des impacts potentiels du projet

VIII.4.1. Phase de préparation et de construction

VIII.4.1.1. Mesures pour la bonification des impacts positifs

Les mesures pour la bonification des impacts positifs sont définies ci-dessous :

- **Opportunités d'affaires pour les entreprises** : utiliser les ressources locales et favoriser le recrutement des PME des localités du projet pour les travaux de génie civil et de pose de fourniture des matériaux.
- **Opportunités d'emplois pour les populations locales** : inciter les entreprises retenues à privilégier le recrutement de la main-d'œuvre locale surtout pour les emplois non qualifiés et permettre aux femmes d'avoir des emplois aux seins de la main-d'œuvre recrutée (création de postes dédiés uniquement aux femmes)

VIII.4.1.2. Mesures pour l'atténuation des impacts négatifs

Les mesures d'atténuation des impacts négatifs sont définies ci-dessous :

- **Protection des sols** : tenir compte des caractéristiques naturelles du site, notamment en ce qui concerne le drainage des eaux pluviales lors de son aménagement, renforcer la stabilité des terres contre les érosions par le dallage et/ou la végétalisation des zones fragiles, limiter le décapage du sol au minimum requis de sorte que le sol dénudé ne soit profondément soumis aux effets de l'érosion différentielle ;

- **Réduction des émissions de poussière et de fumées dans l'air** : faire un arrosage régulier des plateformes des travaux si cela est nécessaire (en temps sec, au moins 2 fois/jour), couvrir de bâches les chargements de matériaux volatils (sables, ciments, concassés de granite, déblais, etc.), limiter la vitesse de circulation des véhicules et engins à 30 km/h en agglomération et 20 km/h sur la base de chantier ;
- **Limitation de la destruction du couvert végétal** : limiter le débroussement aux seules emprises des tracés pour la pose des conduites et au site de la base de chantier ;
- **Protection de la santé des populations riveraines** : informer les populations riveraines avant le démarrage des activités des différentes phases des travaux ;
- **Réduction des risques d'accident pour les populations riveraines** : signaler les chantiers de manière à être visibles de jour comme de nuit, prévoir des panneaux de signalisation aux entrées et sorties de la base de chantier et le long des itinéraires de pose de conduites ;
- **Mesures relatives à la perte définitive de biens privés** : retenir les sites des ouvrages avec l'accord préalable des ayants droits ;
- **Réduction des risques de propagation des IST/VIH/SIDA et du coronavirus** : organisé des campagnes de sensibilisation sur les IST, VIH/SIDA et le coronavirus ;
- **Prévention des risques de destruction des réseaux des concessionnaires** : se rapprocher des services techniques des concessionnaires tels que la CIE, CI-TELCOM, SODECI pour localiser les emplacements des câbles et des réseaux avant d'effectuer les travaux et prendre des précautions lors des travaux à proximité des équipements sensibles que sont les écoles, les formations sanitaires, les marchés, les lieux de culte.

VIII.4.2. Phase d'exploitation et d'entretien

VIII.4.2.1. Mesures pour la bonification des impacts positifs

Amélioration des conditions de vie des populations : encourager les populations à s'abonner et à se réabonner.

VIII.4.2.2. Mesures pour l'atténuation des impacts négatifs

Prévention des risques de dégradation du cadre de vie des populations riveraine : Les eaux de lavage étant peu chargées, elles pourront être **récirculer dans le circuit de traitement à l'aide d'une pompe** afin de récupérer l'eau et d'améliorer le processus de décantation. Le surnageant des lagunes pourront être également récupéré et récirculer en tête de station. Quant aux boues de décantation, plusieurs auteurs ont étudié les différentes possibilités de réutilisation de boues de traitement après épaissement notamment pour

l'épandage agricole, mais également dans le processus du traitement des eaux usées et la fabrication de briques d'argiles.

VIII.4.2.3. Mesures complémentaires

Elles concernent :

- le recrutement de la population locale lors de la réalisation des travaux ;
- l'assouplissement des conditions d'abonnement pour permettre à toutes les couches sociales de bénéficier de l'accès à l'eau potable à travers les branchements subventionnés (**branchement sociaux**) ;
- l'indemnisation effective des lots qui seront utilisés pour la réalisation des différents ouvrages.

IX. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'étude sur la contribution à l'amélioration de l'accès à l'eau potable dans la ville de Séguéla et de ses localités environnantes dans sa première phase a permis de mettre en évidence l'état des ouvrages et équipements, d'analyser les contraintes liées à leur exploitation et de proposer de solutions de renforcements adéquats. Les contraintes principales identifiées sont la baisse du niveau de la ressource en eau en saison sèche et la faible capacité de production la station de traitement. Ainsi, il a été préconisé de maintenir les installations existantes et de construire une nouvelle ligne d'adduction pour combler le déficit. La nouvelle ligne comprendra une station d'exhaure et de traitement de **485m³/h**. Cette ligne sera également constituée d'une salle de reprise intermédiaire d'une capacité de **460 m³/h** et deux châteaux d'un volume de **500 m³** chacun. Ces ouvrages seront reliés par des conduites en fontes de ductile **DN 500, DN 400** et **DN 300**. Le coût global du projet s'élève à **17 670 051 600 Fcfa TTC** pour un mètre cube d'eau estimé à **425 Fcfa**.

Il est suggéré une analyse poussée des boues en vue d'une meilleure gestion issue de la station et une impliquer la population locale dans les différentes phases de réalisation des travaux afin qu'elle développe un sentiment d'appartenance au projet. Il est demandé à l'Etat de Côte d'Ivoire de promouvoir les **branchements sociaux (238 Fcfa/m³)** en vue permettre aux personnes, les moins nantis de se raccorder au réseau de distribution.

L'eau que nous pouvons etant aussi importante que l'air que nous respirons, de ce faite sa bonne gestion reste un impératif à notre existence.

X. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE ET WEBOGRAPHIE

- ALLIEVI, L. 1925. "Theory of water-hammer (Typography.R.Garroni)."
- ANDRIANISA, Anderson. 2014. "Cours de Pompes et Stations de Pompage." 2iE.
- BESSEDIK, Madani. 2016. "Traitement de L'eau."
- FADIKA. 2012. "Variabilité hydro climatique et modélisation hydrologique de quelques bassins versants côtiers du Sud-Ouest de la Côte d'Ivoire. Thèse Unique de Doctorat, Université Nangui Abrogoua, Côte d'Ivoire, 177 pages."
- INS. 2014. "Synthèse des résultats définitifs du Recensement Général de la Population et de l'Habitat."
- KARAMBIRI,NIANG, Harouna and Dial. 2012. "Analyse fréquentielle." 2iE.
- KOUKOUNGON, Wilfried. 2012. "Milieu urbain et accès a l'eau potable: cas de daloa (centre-ouest de la côte d'ivoire)." Université Felix Houphouët Boigny d'Abidjan.
- MOUNIROU, Lawani. 2013. "Essentielle de L'hydraulique En Charge." 2iE.
- . 2019. "Dimensionnement des ouvrages hydrauliques et électromécaniques : Cours et exercices corrigés."
- NGUEMATIO, Clara. 2020. "Renforcement du systeme de production d'eau potable du centre de Yacouta au Burkina Faso." 2iE.
- OUEDRAOGO, Bèga. 2016. "Réseau d'adduction."
- ZOUNGRANA, Denis. 2003. "Cours d'approvisionnement en eau potable." 2iE.

<http://www.gouv.ci/actualite-article.php?recordID=10944> consulte le 26 juin 2020

http://hydraulique.gouv.ci/?controller=article&action=detail_article&idArticle=135 consulté le 25 juin 2020

<https://www.afrik21.africa/cote-divoire-lusaid-soutient-lacces-a-leau-et-a-lassainissement-dans8mairies/#:~:text=Avec%20un%20taux%20d'acc%C3%A8s,%25%20%C3%A0%20l'horizon%202030> consulté le 25 juin 2010

ANNEXES

Ici sera présenté les notes de calcul, les abaques, des images de synthèses, les simulations hydraulique.

URBAIN	Population						Population raccordée					Population non raccordés					Demande domestique (m³/j)					Demande journaliere de pointe (m³/j)				
	H-6	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15
	2014	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038
Séguéla	4618 9	5515 2	6026 6	6986 5	8099 3	9389 3	3860 6	4218 6	5589 2	7289 4	93893	1654 6	1808 0	1397 3	809 9	203 0	154 4	168 7	249 3	358 6	505 1	186 5	203 8	301 0	433 1	610 0
Bereni duala	3953	4720	5158	5980	6932	8036	3304	3611	4784	6239	8036	1416	1547	1196	693	0	132	144	213	307	432	160	174	258	371	522
Sifie	3142	3752	4100	4753	5510	6388	2626	2870	3802	4959	6388	1126	1230	951	551	0	105	115	170	244	344	127	139	205	295	415
Kamalo	3101	3703	4046	4690	5437	6303	2592	2832	3752	4893	6303	1111	1214	938	544	0	104	113	167	241	339	125	137	202	291	409
Kouego	3045	3636	3973	4606	5340	6191	2545	2781	3685	4806	6191	1091	1192	921	534	0	102	111	164	236	333	123	134	198	286	402
TOTAL	5943 0	7096 3	7754 3	8989 4	10421 2	1208 11	4967 4	5428 0	7191 5	9379 1	120811	2128 9	2326 3	1797 9	104 21	0	198 7	217 1	320 7	461 5	650 0	239 9	262 2	387 3	557 2	784 8
RURALE	Population						Population raccordée					Population non raccordés					Demande domestique (m³/j)					Demande journalier de pointe				
	H-6	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15	H-3	H+0	H+5	H+10	H+15
	2014	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038
Dienfe	2183	2532	2726	3084	3489	3947	1013	1090	1850	2617	3355	1519	1636	1234	872	592	30	33	56	79	101	37	39	67	95	122
Mangbara	1674	1941	2091	2366	2677	3029	776	836	1420	2008	2575	1165	1255	946	669	454	23	25	43	60	77	28	30	51	73	93
Bac semian	1643	1905	2052	2322	2627	2972	762	821	1393	1970	2526	1143	1231	929	657	446	23	25	42	59	76	28	30	50	71	92
Dasso	1636	1897	2043	2311	2615	2959	759	817	1387	1961	2515	1138	1226	924	654	444	23	25	42	59	75	27	30	50	71	91
Teguella	1579	1831	1972	2231	2524	2856	732	789	1339	1893	2428	1099	1183	892	631	428	22	24	40	57	73	27	29	48	69	88
Gbemasso	1381	1602	1725	1952	2209	2499	641	690	1171	1657	2124	961	1035	781	552	375	19	21	35	50	64	23	25	42	60	77
Drissasso	1334	1547	1666	1885	2133	2413	619	666	1131	1600	2051	928	1000	754	533	362	19	20	34	48	62	22	24	41	58	74
Bingoro	1117	1295	1395	1578	1785	2020	518	558	947	1339	1717	777	837	631	446	303	16	17	28	40	52	19	20	34	48	62
Siana	1110	1287	1386	1568	1774	2007	515	554	941	1331	1706	772	832	627	444	301	15	17	28	40	51	19	20	34	48	62
Siakasso	724	840	904	1023	1157	1309	336	362	614	868	1113	504	542	409	289	196	10	11	18	26	33	12	13	22	31	40
Tala	670	777	837	947	1071	1212	311	335	568	803	1030	466	502	379	268	182	9	10	17	24	31	11	12	21	29	37



Soba	635	736	793	897	1015	1148	294	317	538	761	976	442	476	359	254	172	9	10	16	23	29	11	11	19	28	35
Bolo	532	617	664	751	850	962	247	266	451	638	818	370	398	300	213	144	7	8	14	19	25	9	10	16	23	30
Oussougoula	409	474	511	578	654	740	190	204	347	491	629	284	307	231	164	111	6	6	10	15	19	7	7	13	18	23
Mangbassokou rou	347	402	433	490	554	627	161	173	294	416	533	241	260	196	139	94	5	5	9	12	16	6	6	11	15	19
Kavena	333	386	416	471	533	603	154	166	283	400	513	232	250	188	133	90	5	5	8	12	15	6	6	10	14	19
Lalo	315	365	393	445	503	569	146	157	267	377	484	219	236	178	126	85	4	5	8	11	15	5	6	10	14	18
Lahoua	227	263	283	320	362	410	105	113	192	272	349	158	170	128	91	62	3	3	6	8	10	4	4	7	10	13
Diabala	212	246	265	300	339	384	98	106	180	254	326	148	159	120	85	58	3	3	5	8	10	4	4	7	9	12
Gbena	212	246	265	300	339	384	98	106	180	254	326	148	159	120	85	58	3	3	5	8	10	4	4	7	9	12
Messoromasso	176	204	220	249	282	319	82	88	149	212	271	122	132	100	71	48	2	3	4	6	8	3	3	5	8	10
Bekoro	174	202	217	246	278	315	81	87	148	209	268	121	130	98	70	47	2	3	4	6	8	3	3	5	8	10
Total	1862 3	2159 5	2325 7	2631 4	2977 0	3368 4	8638 9303	1578 8	2232 8	28631 7	1295 4	1395 6	1052 3	744 3	505 3	259 279	474 670	859 313	337 572	809 7						

URBAIN	Besoins journalier (m3/j)					Debit de production ((m³/h)					Debit d'adduction (m³/h)	Debit de distribution((m³/h)					VOLUME CHÂTEAU D'EAU (m³)								
	H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+15	H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5		H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5					
	2020	2023	2028	2033	2038	2023	2028	2033	2038	2023		2028	2033	2038	2023	2028	2033	2038	2023	2028	2033	2038			
Seguela	2309	2523	3728	5363	7554	115	126	186	268	378	79	87	128	184	259	150	221	318	449	629	873	1203	1645		
Bereni diala	198	216	319	459	646	10	11	16	23	32	7	7	11	16	22	13	19	27	38	164	184	213	251		
Sifie	157	172	254	365	514	8	9	13	18	26	5	6	9	13	18	10	15	22	31	155	171	194	224		
Kamalo	155	169	250	360	507	8	8	13	18	25	5	6	9	12	17	10	15	21	30	154	171	193	222		
Kouego	152	166	246	354	498	8	8	12	18	25	5	6	8	12	17	10	15	21	30	154	170	191	221		
TOTAL	2971	3247	4796	6900	9719	149	162	240	345	486	102	111	165	237	334	193	285	410	577	1255	1568	1993	2562		
RURALE	Besoins journalier (m3/j)					Debit de production ((m³/h)					Debit d'adduction (m³/h)	Debit de distribution((m³/h)					VOLUME CHÂTEAU D'EAU (m³)								
	H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+15	H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5		H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5	H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5
	H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+15	H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5		H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5	H-3	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5	H+0	H+5	H+1 0	H+1 5

	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038	2020	2023	2028	2033	2038
Dienfe	45	49	83	117	151	2	2	4	6	8	2	2	3	4	5		3	6	8	10	10		17	24	30
Mangbara	35	38	64	90	116	2	2	3	5	6	1	1	2	3	4		3	4	6	8	8		13	18	23
Bac semian	34	37	62	88	113	2	2	3	4	6	1	1	2	3	4		3	4	6	8	7		13	18	23
Dasso	34	37	62	88	113	2	2	3	4	6	1	1	2	3	4		3	4	6	8	7		13	18	23
Teguella	33	35	60	85	109	2	2	3	4	5	1	1	2	3	4		2	4	6	8	7		12	17	22
Gbemasso	29	31	53	74	95	1	2	3	4	5	1	1	2	3	3		2	4	5	7	6		11	15	19
Drissasso	28	30	51	72	92	1	1	3	4	5	1	1	2	2	3		2	4	5	6	6		10	14	19
Bingoro	23	25	42	60	77	1	1	2	3	4	1	1	1	2	3		2	3	4	5	5		9	12	16
Siana	23	25	42	60	77	1	1	2	3	4	1	1	1	2	3		2	3	4	5	5		9	12	15
Siakasso	15	16	28	39	50	1	1	1	2	2	1	1	1	1	2		1	2	3	3	3		6	8	10
Tala	14	15	25	36	46	1	1	1	2	2	0	1	1	1	2		1	2	2	3	3		5	7	9
Soba	13	14	24	34	44	1	1	1	2	2	0	0	1	1	2		1	2	2	3	3		5	7	9
Bolo	11	12	20	29	37	1	1	1	1	2	0	0	1	1	1		1	1	2	3	2		4	6	7
Oussougoula	9	9	16	22	28	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1		1	1	2	2	2		3	4	6
Mangbassokou rou	7	8	13	19	24	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1		1	1	1	2	2		3	4	5
Kavena	7	7	13	18	23	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1		1	1	1	2	2		3	4	5
Lalo	7	7	12	17	22	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1		0	1	1	2	1		2	3	4
Lahoua	5	5	9	12	16	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1		0	1	1	1	1		2	2	3
Diabala	4	5	8	11	15	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1		0	1	1	1	1		2	2	3
Gbena	4	5	8	11	15	0	0	0	1	1	0	0	0	0	1		0	1	1	1	1		2	2	3
Messoromasso	4	4	7	9	12	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0		0	0	1	1	1		1	2	2
Bekoro	4	4	7	9	12	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0		0	0	1	1	1		1	2	2
Total		417	708	1002	1284	19	21	35	50	64	13	14	24	34	44		29	49	69	89	84		143	202	259

Annexe 1 : Évaluation des demandes et besoin domestiques en eau



	Dd (m3/j)	Dse (m ³ /j)	Dmj (m ³ /j)	Dmjp (m ³ /j)	Bjp (m ³ /j)	Qp (m ³ /h)	Qa (m ³ /h)	Qd (m ³ /h)	V (m ³)
Séguéla	5051	758	5809	4592	5687	284	270	337,7	1268
Bereni duala	432	65	497	600	743	37	35	44,1	270
Sifie	344	52	395	477	591	30	28	35,1	239
Kamalo	339	51	390	471	583	29	28	34,6	238
Kouego	333	50	383	463	573	29	27	34,0	236
Dienfe	101	15	116	140	173	9	8	12,0	35
Mangbara	77	12	89	107	133	7	6	9,2	27
Bac semian	76	11	87	105	130	7	6	9,0	26
Dasso	75	11	87	105	130	6	6	9,0	26
Teguella	73	11	84	101	125	6	6	8,7	25
Gbemasso	64	10	73	88	110	5	5	7,6	22
Drissasso	62	9	71	85	106	5	5	7,3	21
Bingoro	52	8	59	72	89	4	4	6,1	18
Siana	51	8	59	71	88	4	4	6,1	18
Siakasso	33	5	38	46	57	3	3	4,0	12
Tala	31	5	36	43	53	3	3	3,7	11
Soba	29	4	34	41	50	3	2	3,5	10
Bolo	25	4	28	34	42	2	2	2,9	9
Oussougoula	19	3	22	26	32	2	2	2,2	7
Mangbassokourou	16	2	18	22	27	1	1	1,9	6
Kavena	15	2	18	21	26	1	1	1,8	5
Lalo	15	2	17	20	25	1	1	1,7	5
Lahoua	10	2	12	15	18	1	1	1,2	4
Diabala	10	1	11	14	17	1	1	1,2	3
Gbena	10	1	11	14	17	1	1	1,2	3
Messoromasso	8	1	9	11	14	1	1	1,0	3
Bekoro	8	1	9	11	14	1	1	1,0	3
Total	7359	1104	8462	7796	9654	483	459	588	2549

Annexe 2: Évaluation globale des demandes et besoins en eau



Conduite refoulement Bief1							
	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	DN (mm)	Di (mm)	Vitesse (m/s)	Flamant	Vérifié
Bresse	0,13	0,55	600	600	0,48	1,2	Oui
Bresse Modifié	0,13	0,41	500	500	0,69	1,1	Oui
Munier	0,13	0,51	600	600	0,48	1,2	Oui
Bonnin	0,13	0,37	400	400	1,07	1	non
Achour	0,13	0,47	500	500	0,69	1,1	Oui

Conduite adduction Bief 2							
	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	DN (mm)	Di (mm)	Vitesse (m/s)	Flamant	Vérifié
Bresse	0,13	0,54	600	600	0,45	1,2	Oui
Bresse Modifié	0,13	0,41	500	500	0,65	1,1	Oui
Munier	0,13	0,50	500	500	0,65	1,1	Oui
Bonnin	0,13	0,36	400	400	1,02	1	Non
Achour	0,13	0,45	500	500	0,65	1,1	Oui

Conduite adduction Bief 3							
	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	DN (mm)	Di (mm)	Vitesse (m/s)	Flamant	Vérifié
Bresse	0,04	0,29	300	300	0,51	0,9	Oui
Bresse Modifié	0,04	0,27	300	300	0,51	0,9	Oui
Munier	0,04	0,27	300	300	0,51	0,9	Oui
Bonnin	0,04	0,19	200	200	1,15	0,8	Non
Achour	0,04	0,24	400	400	0,29	1	Oui



Conduite Bief 4							
	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	DN (mm)	Di (mm)	Vitesse (m/s)	Flamant	Vérifié
Bresse	0,09	0,45	500	500	0,467091295	1,1	Oui
Bresse Modifié	0,09	0,36	400	400	0,73	1	Oui
Munier	0,09	0,42	500	500	0,47	1,1	Oui
Bonnin	0,09	0,30	300	300	1,30	0,9	Non
Achour	0,09	0,38	400	400	0,73	1	Oui

Annexe 3 : Choix des diamètres des conduites



Bief 1 : Exhaure - STEP (Bac Semian)			Bief 2 : SR1 - SR2 DASSO		
Exhaure			Bâche Eau traitée		
Côte (PBE)	264,23	m	Cote TN	278,44	m
Côte (PHE)	273,5	m	Cote Bâche (PBE)	274,44	m
Aspiration Pompe	263,53	m	Cote Aspiration pompe	273,74	m
				4,70	
Diamètre	500	mm	Conduite	400,00	mm
lineaire	1 000	m	Lineaire	40 000,00	m
Débit	485	m ³ /h	Débit	460	m ³ /h
Masse volumique	1000	kg/m ³	Masse volumique	1 000,00	kg/m ³
Pesanteur	9,81	m ² /s	Pesanteur	9,81	m ² /s
Rendement pompe	0,75	%	Rendement pompe	0,72	%
Rendement moteur	0,75	%	Rendement moteur	0,75	%
Restitution	STEP		Restitution	Bâche 500 (2)	
Cote TN	278,44	m	Cote TN	336,11	m
Hauteur VEB/TN	4	m	hauteur utile	4,00	m
Cote restitution	282,44	m	Cote PBE	332,11	m
Hg	18,91	m	Cote restitution (PHE)	337,11	m
Perte de charge linéaire unitaire	0,724	m/km	Hg	63,368	m
Perte de charge lineaire	0,724	m	Perte de charge lineaire unitaire	1,992	m/km
Perte de charge singulière	0,0724		Perte de charge lineaire	79,680	m
PDC_total	0,796		Perte de charge singulière	7,968	M
HMT calculée	20	m	PDC_total	87,648	
HMT Retenue	20	m	HMT	152,000	m
Puissance Hydraulique	9	KW	HMT Retenue	31,00	m
Puissance pompe	11	KW	Puissance Hydraulique	37,676	KW
Puissance moteur	15	KW	Puissance pompe	52,328	KW



Puissance moteur	69,77	KW
------------------	--------------	----

Bief 3 : SR2 - CE 500 DRISSASSO				Bief 4 : SR2- CE 500 SEGUELA			
Bâche Eau traitée				Bâche Eau traitée			
Cote TN	336,11	m		Cote TN	336,11	m	
Cote Bâche (PBE)	332,11	m		Cote Bâche (PBE)	332,11	m	
Cote Aspiration pompe	331,41	m		Cote Aspiration pompe	331,41	m	
Diamètre		200	mm	Diamètre		400	mm
lineaire	11 000,00		m	lineaire	26 000,00		m
Débit		130	m ³ /h	Débit		330	m ³ /h
Masse volumique		1000	kg/m ³	Masse volumique		1000	kg/m ³
Pesanteur		9,81	m ² /s	Pesanteur		9,81	m ² /s
Rendement pompe		0,75	%	Rendement pompe		0,75	%
Rendement moteur		0,75	%	Rendement moteur		0,75	%
Restitution CE 500 DRISSASSO				Restitution CE 500 Existant			
Cote TN		414,15	m	Cote TN		393,324	m
Hauteur CE		20	m	Hauteur CE		20	m
Hauteur Utile		5,25	m	Hauteur Utile		5,25	m
Cote Trop Plein		439,4	m	Cote Trop Plein		418,574	m
Hg		107,29	m	Hg		86,47	m
Perte de charge lineaire unitaire		0,796	m/km	Perte de charge lineaire unitaire		1,04	m/km
Perte de charge lineaire		8,756	m	Perte de charge lineaire		27,04	m
Perte de charge singulière		0,8756		Perte de charge singulière		2,704	
PDC_total		9,6316		PDC_total		29,744	
HMT calculée		116,9236	m	HMT calculée		116,21	m
HMT Retenue		120	m	HMT Retenue		30	m
Puissance Hydraulique		41,856	KW	Puissance Hydraulique		25,9965	KW



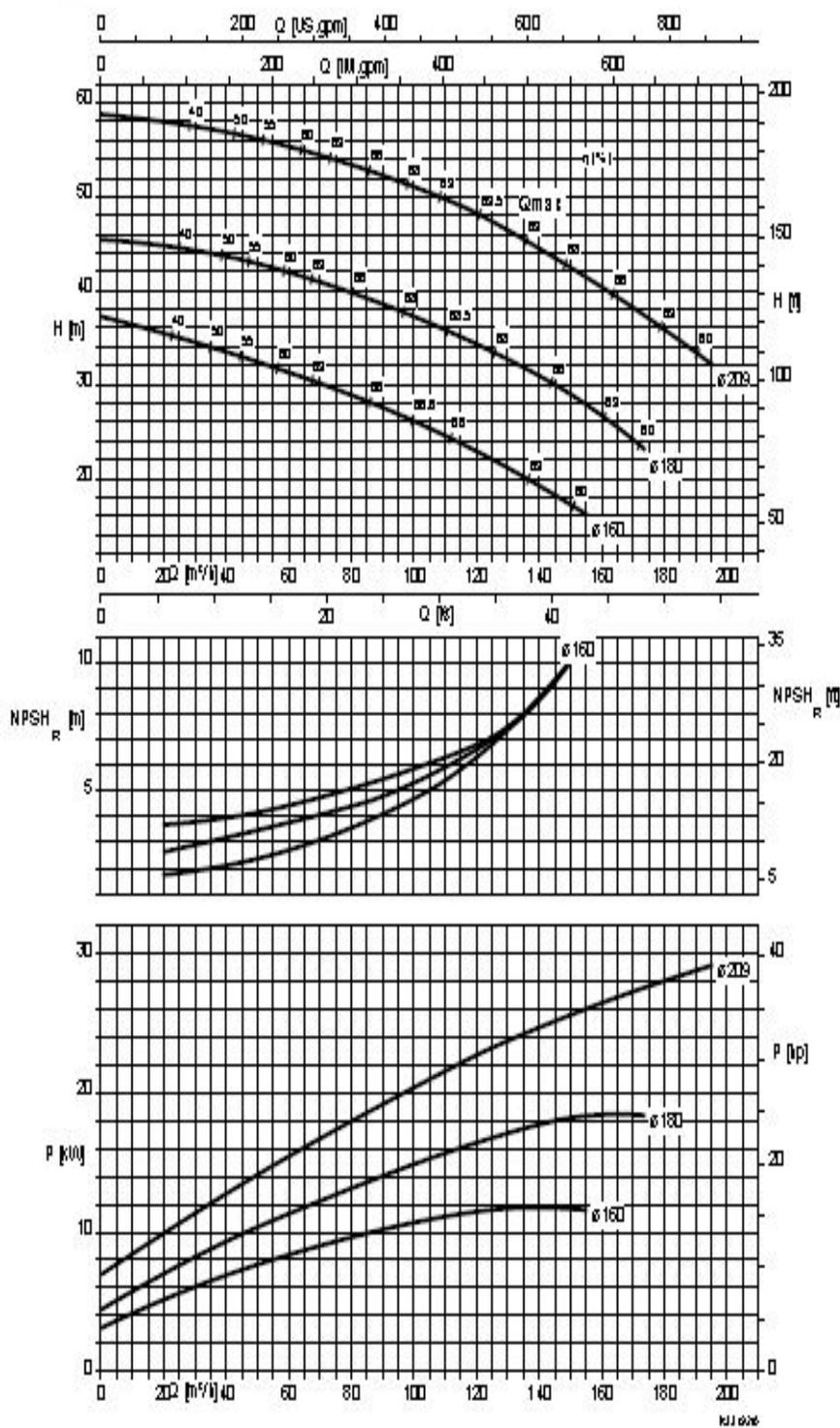
Puissance pompe	55,808	KW	Puissance pompe	34,662	KW
Puissance moteur	74,41066667	KW	Puissance moteur	46,216	KW

Annexe 4 : Dimensionnement des pompes



Pompes centrifuges avec garniture d'étanchéité d'arbre
Pompes à volute à installation sèche

KWP Ø 080-065-200, n = 2900 t/min



Annexe 5 : Exemple de catalogue

Données & Hypothèses

Q (m ³ /s)	P	h	B	g	H
0,07	2,5	1	2	9,81	2,5

Répartiteur

h/p	Cr	C	b/B	h	b	B	r	P	H
0,40	0,007	0,40	0,40	1,00	0,23	0,58	0,50	2,50	4,00

Annexe 6 : Dimensionnement du répartiteur

Donnée et hypothèse

Q (m ³ /s)	Ts (s)	G (s ⁻¹)	l (m)	L/l	r (m)	Hs (m)	Lt (m)	H	Vi	
0,07	120	800		1	1,5	0,3	1,4	0,3	3,5	1,01

Caractéristique géométrique
Agitateur triphasés

V (m ³)	S (m ²)	L(m)	Rendement	P (kW)
8,1	2,30952381	2,3	0,8	6,53

Annexe 7 : Dimensionnement du bassin de mélange

Données et hypothèses

Q(m ³ /s)	Ts (s)	G (s ⁻¹)	l (m)	L/l	r (m)	Hs (m)	Lt (m)	H	Vi
0,07	1200	50	4	1,5	0,3	1,4	0,3	3,5	1,01

Caractéristique géométrique
Agitateur triphasés

V (m ³)	S (m ²)	L(m)	Rendement	P (kW)
84	24	6,0	0,8	0,27

Annexe 8 : Dimensionnement du flocculateur

Décanteur

Q(m ³ /h)	V (m/h)	STP (m ²)	V (m ³)	H (m)	L (m)	l (m)
242	6,5	37	130	3,5	6	6

Lamelle

L (m)	l (m)	e (m)	L ₀ (m)	d (m)	N	R (%)	STP (m ²)	V _{lim} (m/h)	Effacité
1,5	1,2	0,04	0,75	0,05	403	67%	243	0,6	1/7

Annexe 9 : Dimensionnement du décanteur lamellaire



Q (m ³ /h)	Ts (h)	h (m)	V(m ³)	r (m)
460	1,1	5400	506	6,3

Annexe 10 : Dimensionnement d'une bêche

Djmp	Autonomie	Reserve	Temps	Volume
1800	6	30	2	510

Annexe 11 : Dimensionnement du château

Données			
Coeff k	-		1,00
Épaisseur e	mm		2
Diamètre DN	mm		500
Longueur	m		1000
g	m ² /s		9,81
Vitesse (U ₀)	m/s		0,69
Hgeo	m		18,91
HMT	m		20
Pression nominal	bar		30
Calcul Théorique - Coup de Bélier - Bief1			
Célérité de l'onde (a)	m/s		573,20
Temps aller-retour onde	s		3,49
Temps de fermeture	s		5
Variation de pression	mCE		29,81
Suppression	mCE		49,81
Dépression	mCE		-9,81
PMA	mCE		360,00
Nécessité de l'anti bélier			Oui
Volume Retenue	l		2000,00

Annexe 12 : Dimensionnement de l'anti-bélier



Appareil	Quantité	Tension (V)	Pc (kW)	Cos φn			
				Pi (kVA)	Tf (h)	Ec (kWh/j)	
STATION D'EXHAURE							
Pompes	3	400	46	0,8	172,5	20	920
Lampes	10	220	0,01	0,8	0,125	14	0,14
Armoire	1	220	50	0,8	62,5	20	1000
Vanne électrique de captage	1	220	0,08	0,8	0,1	20	1,6
Total			96,09		235,23		1921,74
STATION DE TRAITEMENT							
Agitateur bassin de mélange	1	220	7	0,8	8,75	20	175
Agitateur bassin de floculation	1	220	0,27	0,8	0,3375	20	6,75
Pompe doseuse coagulant	1	400	1	0,8	1,25	20	25
Pompe doseuse chlore	1	400	1	0,8	1,25	20	25
Pompe doseuse eau de chaux	1	400	1	0,8	1,25	20	25
Bac de préparation du coagulant	1	220	1,5	0,8	1,875	20	37,5
Bac de préparation du chlore	1	220	1,1	0,8	1,375	20	27,5
Bac de préparation du lait de chaux	1	220	1,2	0,8	1,5	20	30
Racleur du décanteur	1	220	0,7	0,8	0,875	0,2	0,175
Pompe d'extraction des boues	1	400	20	0,8	25	0,5	12,5
Pompe pour la recirculation eau de lavage filtre	1	400	21	0,8	26,25	0,5	13,125
Vanne automatique d'extraction des boues	1	220	0,08	0,8	0,1	20	2
Vanne automatique de recirculation des boues	1	220	0,08	0,8	0,1	20	2
Vanne d'entrée eau de lavage	1	220	0,08	0,8	0,1	0,17	0,017
Vanne de sortie eau de lavage	1	220	0,08	0,8	0,1	0,17	0,017
Vanne d'entrée air de lavage	1	220	0,08	0,8	0,1	0,17	0,017
Suppresseur d'air	1	400	35	0,8	43,75	0,17	7,4375
Pompe de lavage + rinçage	1	400	10	0,8	12,5	0,17	2,125
Pompes de transfert d'eau traitée	5	400	69,77	0,8	436,06	20	8721,25

Laboratoire	1	220	0,01	0,8	0,0125	24	0,3
Bâtiment d'exploitation	1	220	0,01	0,8	0,0125	24	0,3
Lampes	15	220	0,01	0,8	0,1875	14	2,625
Armoire électrique	1	220	60	0,8	75	20	1500
Pompe recirculation du surnageant	1	220	17	0,8	21,25	0,5	10,625
Total			247,97		658,99		10626,26
SALLE DE REPRISE DASSO							
Pompes	4	400	46,23	0,8	231,15	20	4623
Vanne électrique	2	220	0,08	0,8	0,2	0,5	0,1
Armoire électrique	1	220	50	0,8	62,5	20	1250
Lampes	8	220	0,01	0,8	0,1	14	1,4
Total			96,32		293,95		5874,5
CHÂTEAU D'EAU DE SEGUELA							
Lampes	6	220	0,01	0,8	0,075	14	1,05
Armoire électrique	1	220	50	0,8	62,5	24	1500
Pompe doseuse au chlore	1	400	1	0,8	1,25	24	30
Local réactif	1	220	0,01	0,8	0,0125	24	0,3
Total			51,02		63,838		1531,35
CHÂTEAU D'EAU DE SEGUELA							
Lampes	6	220	0,01	0,8	0,075	14	1,05
Armoire électrique	1	220	50	0,8	62,5	24	1500
Pompe doseuse au chlore	1	400	1	0,8	1,25	24	30
Local réactif	1	220	0,01	0,8	0,0125	24	0,3
Total			51,02		63,838		1531,35
TOTAUX			542,42		1315,8		21485,2

Annexe 13 : Bilan de puissance

No.Prix	Désignation	U	Qte	Prix unitaire (F CVA)	Montant (FCFA)
1	FRAIS GENERAUX ET INSTALLATION DE CHANTIER				
1.1	Installation de chantier	FFT	1	500 000 000	500 000 000
1.2	Frais d'étude et plan d'exécution	FFT	1	100 000 000	100 000 000
	Sous totaux				600 000 000
2	CAPTAGE DE L'EAU BRUTE				
2.1	Travaux d'aménagement de la voie d'accès aux stations d'exhaure	FFT	1	100 000 000	100 000 000
2.2	Aménagement du site de la station d'exhaure	U	1	30 000 000	30 000 000
2.3	Construction du bâtiment d'exhaure	U	1	80 000 000	80 000 000
2.4	Clôture grillage pour la station d'exhaure	U	1	15 000 000	15 000 000
2.5	Equipement de la station d'exhaure	U	1	1 200 000 000	1 200 000 000
2.6	Raccordement électrique MT/BT des stations d'exhaure + groupe électrogène	FFT	1	300 000 000	300 000 000
	Sous totaux				1 725 000 000
3	STATION DE TRAITEMENT				
3.1	Aménagement et VRD du site de la station de traitement	FFT	1	250 000 000	250 000 000
3.2	Travaux en génie civil de la station de traitement, y compris la construction du bâtiment de stockage des réactifs, salle d'eau, local électrique, laboratoire, dalle de la station compacte.	FFT	1	700 000 000	700 000 000
3.3	Equipement de la station de traitement	U	1	1 800 000 000	1 800 000 000
3.4	Construction d'une bache de 500 m ³ et d'une salle de reprise	FFT	1	600 000 000	600 000 000
3.5	Equipement d'une bache et de la salle de reprise	FFT	1	1 500 000 000	1 500 000 000
3.6	Equipement du laboratoire	FFT	1	30 000 000	30 000 000
3.7	Logement pour agent d'exploitation	U	2	70 000 000	140 000 000
3.8	Guérite	U	1	10 000 000	10 000 000
3.9	Raccordement électrique MT/BT des stations de traitement + groupe électrogène	FFT	1	700 000 000	700 000 000
3.10	Clôture pour la station de traitement.	FFT	1	40 000 000	40 000 000
	Sous totaux				5 770 000 000
4	CONSTRUCTION D'UNE SALLE DE REPRISE				

4.1	Construction d'une bache de 500 m ³ et d'une salle de reprise	FFT	1	600 000 000	600 000 000
4.2	Equipement de la bache et de la salle de reprise	FFT	1	360 000 000	360 000 000
4.3	Clôture pour la salle de reprise	FFT	1	20 000 000	20 000 000
4.4	Alimentation électrique + groupe électrogène	ENS	1	250 000 000	250 000 000
4.5	Aménagement et espace vert	ENS	1	100 000 000	100 000 000
	Sous totaux				1 330 000 000
5	REABILITATION DU CHÂTEAU D'EAU 500 m³				
5.1	Amenagement du château	U	1	2 000 000	2 000 000
5.2	Construction d'un porte de désinfection au pied de chateau d'eau	U	1	30 000 000	30 000 000
5.3	Equipement du poste de désinfection pied de chateau	U	1	35 000 000	35 000 000
5.4	Alimentation électrique + groupe életrogène	ENS	1	125 000 000	125 000 000
5.5	Aménagement et espace vert	ENS	1	100 000 000	100 000 000
	Sous totaux				292 000 000
6	CONSTRUCTION DU CHÂTEAU D'EAU 500 m³ Drissasso				
6.1	Genie civil	U	1	400 000 000	400 000 000
6.2	Construction d'un porte de désinfection au pied de chateau d'eau	U	1	30 000 000	30 000 000
6.3	Equipement du poste de désinfection pied de chateau	U	1	35 000 000	35 000 000
6.4	Alimentation électrique + groupe életrogène	ENS	1	125 000 000	125 000 000
6.5	Aménagement et espace vert	ENS	1	100 000 000	100 000 000
	Sous totaux				690 000 000
7	FOURNITURE ET POSE DE CONDUITES EN FONTE, y COMPRIS LA FOUILLE,PIECES DE RACCORDS et ROBINETTERIE				
7.1	Fourniture et pose de conduite en fonte de refoulement DN500 en classe C30, y compris fouille	ml	1 000	50 000	50 000 000
7.2	Fourniture et pose de conduite en fonte d'adduction DN400 en classe C30, y compris fouille	ml	70 000	50 000	3 500 000 000
7.3	Pièces de raccordement, robinetterie et divers	FFT	1	120 000 000	120 000 000
7.4	Regards	FFT	1	50 000 000	50 000 000
	Sous totaux				3 720 000 000
	TOTAL TRAVAUX				14 127 000 000



	IMPREVU (6%)				847 620 000
	TOTAL HT				14 974 620 000
	TVA (18%)				2 695 431 600
	TOTAL TTC				17 670 051 600

Annexe 14 : Devis quantitatif et estimatif

Charges du Personnel			
Désignation	Nombre	Charges mensuelles	Charges annuelles
Chef de centre	1	400 000	4 800 000
Adjoints d'exploitation	2	350 000	8 400 000
Exploitants	3	300 000	10 800 000
Gardiens	6	200 000	14 400 000
Total charges annuelles du personnel			38 400 000
Total charges annuelles du personnel à l'horizon du projet			576 000 000

Annexe 15 : Charge du personnel



Charges en réactifs				
Désignation	Journalier (Kg/j)	Annuel (Kg/an)	Prix unitaire (FCFA/kg)	Coût annuel (FCFA)
Sulfates d'aluminium	720,00	262 800,00	145,00	38 106 000,00
Hypochlorite de calcium	350,00	127 750,00	1 350,00	172 462 500,00
Chaux vive	392,00	143 080,00	190,00	27 185 200,00
Total charges en achats de réactifs annuelles				237 753 700,00
Total charges en achats de réactifs à l'horizon du projet				3 566 305 500,00

Annexe 16 : Charges des réactifs

Désignation	Prix	Durée	Annuel
Pompe haut brute	325 000 000	5	65 000 000
Pompes de reprise d'eau traitée	600 800 000	5	120 160 000
Pompes doseuses	25 000 000	5	5 000 000
Pompes de rétrolavage	12 700 000	5	2 540 000
Surpresseur de rétro-lavage	6 000 000	5	1 200 000
Pompes d'évacuation des boues	12 100 000	5	2 420 000
Equipements de préparation des réactifs	10 000 000	5	2 000 000
Réalisation & équipement des réservoirs en béton armé	2 005 000 000	50	40 100 000
Fourniture & pose de canalisation en fonte ductile	3 550 000 000	50	71 000 000
Fourniture & pose de pièces spéciales	2 720 104 067	30	90 670 136
Raccordement électrique + transformateur	214 400 000	20	10 720 000
Groupes électrogènes de relais	105 000 000	10	10 500 000
Total amortissement annuel (FCFA)			421 310 136
Total amortissement à l'horizon du projet			6 319 652 034

Annexe 17 : Amortissement



Charges d'électricité moyenne tension CIE					
Puissance souscrite (kW)	Puissance souscrit (kW)	Temps (h)	Énergie consommé e (kWh)	Prix du kWh (HT)	Charges FCFA (TTC)
Heures pleines	491,40	13,00	6 388,20	58,55	374 029,11
Heures de pointe	491,40	4,50	2 211,30	79,84	176 550,19
Heures creuses	491,40	7,50	3 685,50	48,45	178 562,48
Prime fixe annuelle par kW souscrit					31 380,00
Redevance électrification rurale par bimestre					100,00
Redevance RTI par bimestre					2 000,00
Taxe Rémunératoire pour enlèvement des ordures Ménagères - Abidjan par kWh				2,50	9 213,75
Taxe Rémunératoire pour enlèvement des ordures Ménagères - Autres communes par kWh				1,00	6 388,20
Total charges d'électricité annuelle					266 185 830,56
Total charges d'électricité à l'horizon du projet					3 992 787 458,33

Annexe 18: Charge électricité

Année	Jan vier	Fev rier	Ma rs	Avr il	Mai	Juin	Juill et	Aou t	Septe mbre	Octo bre	Novembr e	Decembre	Etiage	Crue	Debit moyen	Analyse des etiages	
1954			66, 77	120 ,69	100 ,28	169, 18	319, 97	611, 20	1056, 20	943, 30	593,27	200,37	66,77	1056, 20	442,02	66,77	195 4
1955	133, 77	57, 99	79, 21	72, 62	102 ,82	228 ,27	395 ,33	768 ,17	1096, 27	846, 23	306,37	207,83	57,99	1096, 27	389,22	57,99	195 5
1956	88, 47	73, 04	68, 20	75, 08	65, 21	77,1 3	143, 88	173, 37	619,8 7	483, 53	146,70	87,76	65,21	619,8 7	199,09	65,21	195 6
1957	31,6 9	11,9 9	28, 47	46, 81	80, 89	182, 88	273 ,89	724 ,03	1221,7 3	1073 ,43	478,83	211,70	11,99	1221,7 3	400,01	11,99	195 7
1958	117, 98	70, 59	49, 16	74, 83	60, 22	148, 46	125, 65	174, 64	488,8 3	439, 70	186,00	118,66	49,16	488,8 3	185,19	49,16	195 8
1959	59,1 4	37, 20	29, 20	33, 98	70, 84	107, 93	359 ,33	444 ,93	0,00	0,00	0,00	87,46	0,00	444,9 3	119,64	0,00	195 9
1960	69, 25	42, 01	27, 43	89, 30	66, 72	110, 72	226 ,80	455 ,70	844,4 0	439, 20	198,23	99,01	27,43	844,4 0	252,90	27,43	196 0
1961	39, 99	16,3 9	6,4 7	26, 51	37, 01	45, 00	174, 54	340 ,00	725,6 3	434, 93	0,00	58,35	0,00	725,6 3	187,89	0,00	196 1
1962	27, 20	10,2 9	15, 14	32, 56	65, 30	93, 69	173, 87	402 ,07	978,1 0	605, 63	385,20	172,23	10,29	978,1 0	282,12	10,29	196 2
1963	80, 04	80, 58	66, 15	52, 04	100 ,09	144, 19	326 ,20	632 ,93	850,7 7	839, 73	394,10	137,16	52,0 4	850,7 7	329,06	52,04	196 3
1964	70, 98	35, 89	36, 44	39, 30	54,1 7	181, 13	279 ,63	818, 53	1156,7 3	617, 00	258,13	181,23	35,89	1156,7 3	351,56	35,89	196 4
1965	121, 91	74, 93	55, 35	57, 34	61,3 0	152, 54	522 ,63	509 ,10	1009, 67	647, 43	240,43	105,46	55,35	1009, 67	330,22	55,35	196 5
1966	56, 42	29, 78	31, 97	71, 76	78, 25	169, 20	152, 93	452 ,93	681,8 7	830, 90	285,90	123,08	29,78	830,9 0	273,26	29,78	196 6
1967	56,1 2	28, 81	27, 67	48, 42	84, 21	101, 64	168, 97	440 ,50	1137,4 3	683, 40	221,67	110,03	27,67	1137,4 3	305,28	27,67	196 7
1968	57, 58	48, 49	38, 76	64, 21	67, 60	189, 23	315, 40	652 ,17	980,5 3	597, 40	347,77	172,33	38,76	980,5 3	325,05	38,76	196 8



1969	89,48	65,78	62,44	76,82	46,96	90,92	171,72	681,50	658,30	588,03	539,27	156,97	46,96	681,50	282,62	46,96	1969
1970	84,97	45,35	45,49	48,62	54,01	115,82	110,02	381,97	972,70	302,33	115,84	51,89	45,35	972,70	239,08	45,35	1970
1971	25,55	21,23	18,50	30,08	84,66	72,24	72,89	235,80	965,40	411,77	113,79	101,46	18,50	965,40	224,09	18,50	1971
1972	33,58	24,01	24,18	57,77	105,18	281,80	189,60	344,40	700,90	428,13	133,64	69,86	24,01	700,90	222,71	24,01	1972
1973	29,97	16,71	9,85	36,09	18,28	30,71	54,76	265,14	361,05	262,67	109,26	32,78	9,85	361,05	114,16	9,85	1973
1974	25,63	7,09	31,92	44,71	24,97	44,50	141,28	330,30	817,13	498,87	150,33	57,60	7,09	817,13	214,18	7,09	1974
1975	27,90	13,27	6,43	34,07	48,05	77,36	167,97	577,10	767,60	519,03	136,53	79,70	6,43	767,60	230,64	6,43	1975
1976	40,76	25,89	20,36	33,26	91,50	72,99	114,15	206,23	363,77	558,50	388,80	95,58	20,36	558,50	185,05	20,36	1976
1977	49,98	31,81	18,57	12,97	54,17	162,26	96,77	339,07	815,43	472,63	133,23	63,94	12,97	815,43	219,95	12,97	1977
1978	33,15	20,14	24,00	106,38	70,66	169,51	192,07	465,13	675,33	402,37	197,87	94,95	20,14	675,33	224,79	20,14	1978
1979	72,18	29,89	16,10	43,94	39,83	107,44	403,37	850,80	896,03	452,47	199,37	79,26	16,10	896,03	293,06	16,10	1979
1980	47,73	30,98	26,32	37,64	70,25	62,27	95,66	505,33	721,27	410,27	217,83	83,28	26,32	721,27	218,32	26,32	1980
1981	37,66	19,49	15,95	27,41	83,70	70,11	390,20	719,60	681,47	283,50	121,70	54,50	15,95	719,60	231,49	15,95	1981
1982	25,38	24,11	17,92	64,98	88,41	103,79	255,37	572,50	727,53	397,23	179,67	71,81	17,92	727,53	233,87	17,92	1982
1983	37,25	27,72	10,03	19,17	40,93	64,27	80,96	222,73	397,73	156,25	70,22	33.20333333333333	10,03	397,73	118,08	10,03	1983
1984	10,43	4,01	6,91	10,83	52,36	93,03	156,30	421,47	549,93	262,27	91,49	37,23	4,01	549,93	160,73	4,01	1984

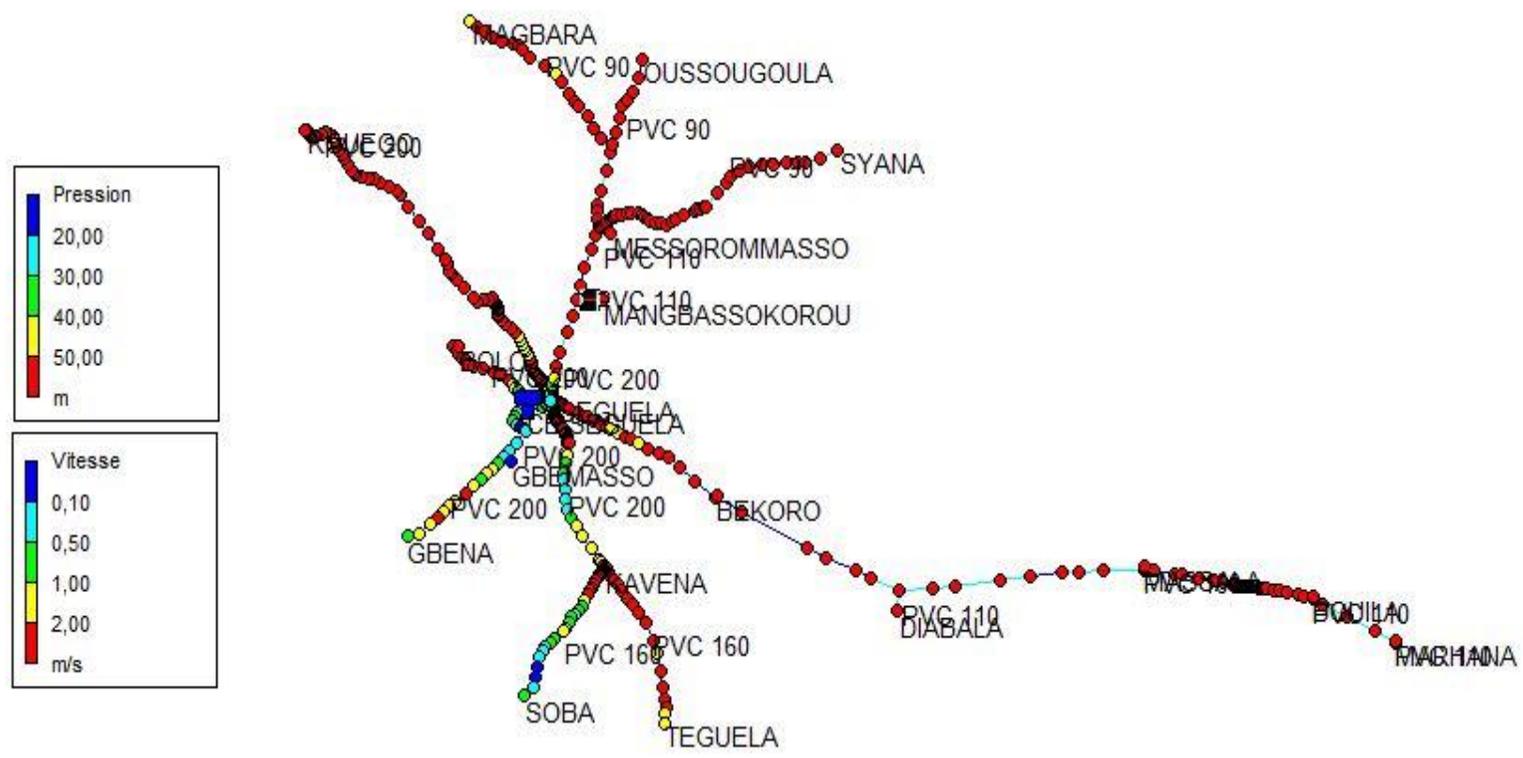


1985	14,9 2	4,8 8	5,9 6	7,6 0	36, 20	38, 55	256 ,80	853 ,27	826,7 3	341, 53	128,09	56,36	4,88	853,2 7	244,93	4,88	198 5
1986	22, 39	10,2 4	22, 34	16, 55	27, 44	43, 89	112, 45	271, 00	482,1 3	244, 33	179,42	49,26	10,24	482,1 3	140,99	10,24	198 6
1987	22, 58	11,3 6	9,9 6	11,1 3	7,2 4	44, 34	58, 55	287 ,33	628,3 0	379, 83	92,17	44,64	7,24	628,3 0	159,50	7,24	198 7
1988	12,9 0	3,5 2	6,4 9	14, 40	22, 72	44, 09	161, 77	562 ,53	901,8 0	285, 87	98,55	40,77	3,52	901,8 0	218,62	3,52	198 8
1989	11,9 1	5,0 4	10, 84	12, 40	18,8 0	22, 65	180, 53	557 ,00	699,4 0	326, 93	88,88	37,26	5,04	699,4 0	191,15	5,04	198 9
1990	19,0 8	5,01 4	5,7 4	12, 79	49, 01	28, 41	119, 25	315, 90	389,9 3	222, 03	97,62	69,85	5,01	389,9 3	123,54	5,01	199 0
1991	18,1 9	7,7 7	8,1 1	21, 99	42,1 0	75, 59	173, 56	401, 43	367,6 7	251, 57	89,66	34,60	7,77	401,4 3	135,82	7,77	199 1
1992	12,3 3	10, 05	7,4 1	8,6 4	29, 74	91,4 7	188, 19	437 ,77	497,6 3	359, 40	157,74	51,71	7,41	497,6 3	168,36	7,41	199 2
1993	18,9 7	5,6 8	22, 60	15, 61	56, 58	110, 97	162, 97	329 ,27	617,5 3	439, 87	150,63	62,20	5,68	617,5 3	186,86	5,68	199 3
1994	25, 52	16,0 3	14, 89	16, 54	27, 32	51,7 4	146, 31	201, 54	916,9 0	1023 ,23	510,23	120,28	14,89	1023, 23	293,48	14,89	199 4
1995	53, 40	24, 33	25, 91	61, 63	64, 79	78, 52	166, 60	617, 77	737,3 3	499, 20	170,43	75,44	24,33	737,3 3	238,36	24,33	199 5
1996	36,1 8	48, 09	28, 80	41, 74	51,5 5	134, 82	189, 19	377 ,17	771,2 0	499, 10	144,41	96,43	28,8 0	771,2 0	229,91	28,80	199 6
1997	51,7 5	17,3 2	6,2 5	65, 07	80, 61	239 ,32	297 ,63	638 ,17	848,3 3	378, 43	206,37	82,80	6,25	848,3 3	269,04	6,25	199 7
1998	37, 05	21,2 4	6,1 4	42, 74	87, 79	136, 06	354 ,93	574 ,67	813,7 3	487, 67	177,73	85,22	6,14	813,7 3	260,35	6,14	199 8
1999	41,9 2	15,8 4	16, 90	33, 85	38, 39	52,1 5	147, 97	372 ,43	861,6 7	780, 60	299,97	105,02	15,84	861,6 7	260,30	15,84	199 9
2000	83, 31	30, 25	16, 01	35, 47	69, 33	137, 81	175, 47	647 ,90	783,1 0	659, 53	256,10	102,52	16,01	783,1 0	271,14	16,01	200 0

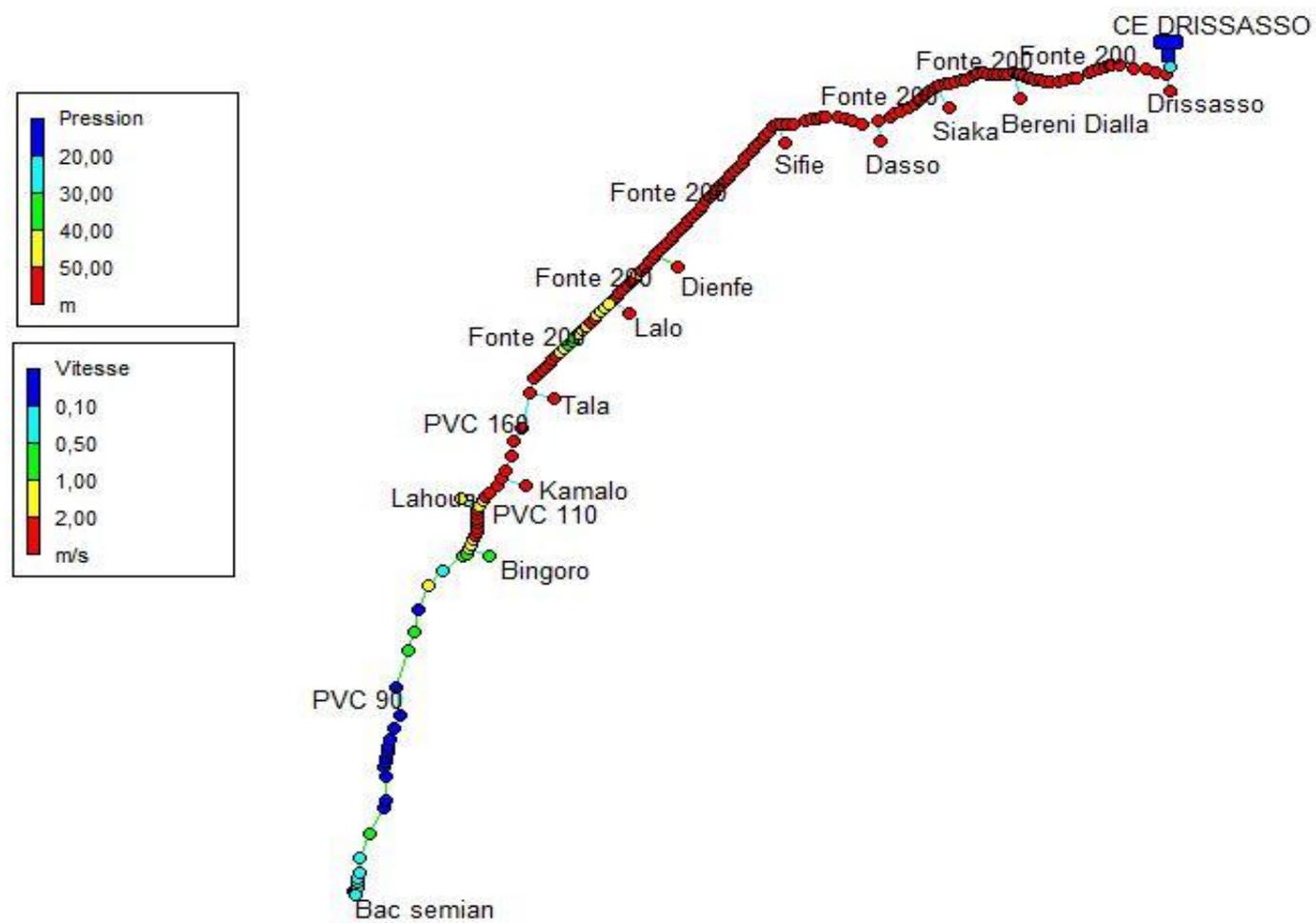


2001	47,05	21,73	19,73	58,59	50,00	73,36	177,67	606,83	787,77	402,77	175,60	86,47	19,73	787,77	236,79	19,73	2001
2003	1,20	4,53	10,20	46,36	116,70	122,54	235,70	214,43	779,53	784,93	386,37	173,06	1,20	784,93	261,55	1,20	2003
Moyenne	33,72	18,32	16,27	34,27	54,64	92,56	176,57	445,57	700,73	429,85	174,83	73,37			212,75		
CMD	0,16	0,09	0,08	0,16	0,26	0,44	0,83	2,09	3,29	2,02	0,82	0,34					
Periode	Basse eaux				Hautes eaux				Basses eaux				Qpa (m ³ /s)	0,13	Reserve	10%	
Mois Critique	Janvier	Fevrier	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre					
Reserve	3,4	1,8	1,6	3,4	5,5	9,3	17,7	44,6	70,1	43,0	17,5	7,3					
Qm	30,35	16,49	14,64	30,85	49,18	83,30	158,92	401,02	630,65	386,87	157,35	66,03					
Dm	30,22	16,36	14,51	30,72	49,05	83,17	158,79	400,89	630,52	386,74	157,22	65,90					

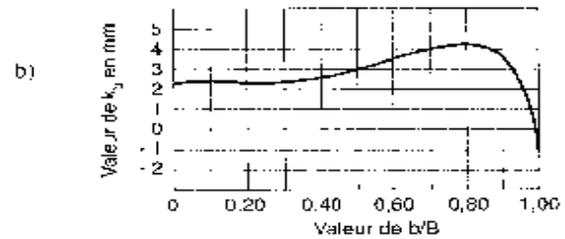
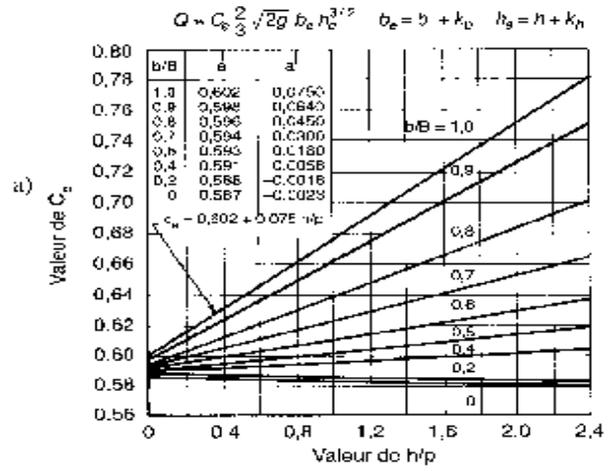
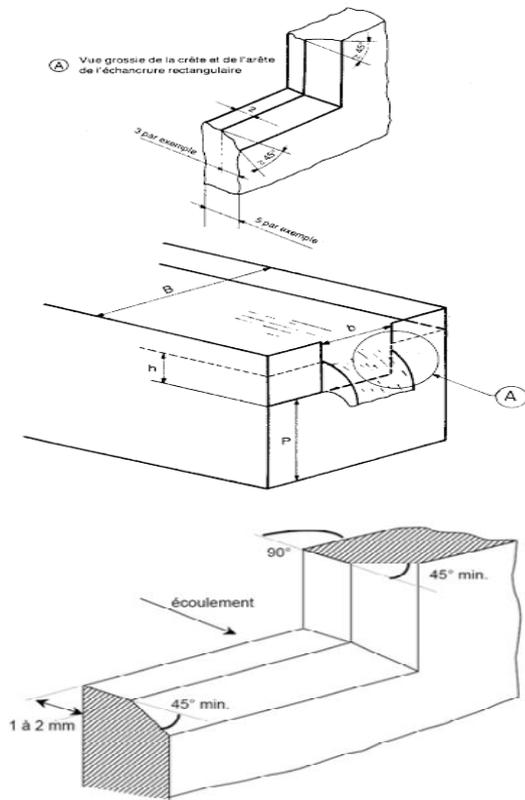
Annexe 19 : Données hydrométrique



Annexe 20 : Desserte des localités à partir du CE de Séguéla



Annexe 21: Desserte des localités à partir du CE de Drissasso



a) valeur de C_e en fonction de h/p
 b) valeur de k_b en fonction de b/B

Annexe 22 : Abaque pour dimensionnement du répartiteur

Nombre	Paramètres	Unités	Valeurs	Normes OMS Eau traitée
Caractéristiques organoleptiques et physiques				
1	Température	°C	29,5	
2	Couleur	mg/l Co/Pt	177	<= 5
3	Turbidité	NTU	26,9	<= 5
5	pH		6,30	6,5 < pH < 8,5
6	Conductivité		55,3	400 < Cond < 500
Caractéristiques chimiques				
4	THt	°F	7,1	
5	Thca	°F	1,22	
6	THmg °F	°F	0,72	
7	TAC	°F	0,2	
13	Potassium (K ⁺)	mg/l	2,075	
14	Chlorures (Cl ⁻¹) mg/l	mg/l	0,287	200
15	Sulfate (SO ₄ ⁻²)	mg/l	0,147	250
16	Phosphates (PO ⁴⁻)	mg/l	0,061	
17	Ammonium (NH ⁴⁺)	mg/l	0,18	< 0,5
18	Nitrates (NO ³⁻)	mg/l	1,215	< 50
19	Nitrites (NO ²⁻)	mg/l	0,233	< 0,1
20	Florures (F ⁻)	mg/l	0,071	< 0,02
21	Fer Total	mg/l	2,15	
22	Fer (Fe ⁺²)	mg/l	0,06	0,3
23	Manganèse (Mn ⁺²)	mg/l	0,1	0,1
24	Aluminium (Al ⁺³)	mg/l	0,106	< 0,02
25	Cuivre	mg/l	0,1	
27	Oxygène dissous (O ₂)	mg/l	4,85	5 < O ₂ < 9
28	Hydrogène sulfuré (H ₂ S)	mg/l	0,00	0,05
pH d'équilibre				9,21
Indice de Langelier				-2,62
Indice de Larson				0,03

Annexe 23 : Analyse physico-chimique de l'eau à traiter

	PT	PK (Km)	Nature de la conduite	DN (mm)	DN raccordement
Bief 1 : Exhaure – STEP					
PH1	P 4	0,09	FONTE	500	100
PH2	P 22	0,72	FONTE	500	100
Bief 2 : SR1 – SR2 Dasso					
PH1	P 25	0,96	FONTE	500	100
PH2	P 78	3,01	FONTE	500	100
PH3	P 105	4,00	FONTE	500	100
PH4	P 124	4,70	FONTE	500	100
PH5	P 146	5,49	FONTE	500	100
PH6	P 182	6,88	FONTE	500	100
PH7	P 202	7,59	FONTE	500	100
PH8	P 249	9,37	FONTE	500	100
PH9	P 288	10,85	FONTE	500	100
PH10	P 343	12,98	FONTE	500	100
PH11	P 418	15,88	FONTE	500	100
PH12	P 445	16,88	FONTE	500	100
PH13	P 547	20,92	FONTE	500	100
PH14	P 555	21,40	FONTE	500	100
PH15	P 611	23,44	FONTE	500	100
PH16	P 654	25,08	FONTE	500	100
PH17	P 703	27,04	FONTE	500	100
PH18	P 720	27,72	FONTE	500	100
PH19	P 769	29,60	FONTE	500	100
PH20	P 808	31,10	FONTE	500	100
PH21	P 848	32,64	FONTE	500	100
PH22	P 873	33,54	FONTE	500	100
PH23	P 909	34,91	FONTE	500	100
PH24	P 930	35,64	FONTE	500	100
PH25	P 969	37,12	FONTE	500	100
PH26	P 994	38,12	FONTE	500	100
Bief 4 : SR2 – CE Séguéla					
PH1	P 5	0,12	FONTE	400	100
PH2	P 26	0,89	FONTE	400	100
PH3	P 46	1,63	FONTE	400	100
PH4	P 91	3,32	FONTE	400	100
PH5	P 128	4,72	FONTE	400	100
PH6	P 170	6,34	FONTE	400	100
PH7	P 240	9,05	FONTE	400	100
PH8	P 280	10,56	FONTE	400	100
PH9	P 303	11,42	FONTE	400	100
PH10	P 351	13,24	FONTE	400	100
PH11	P 371	14,00	FONTE	400	100
PH12	P 414	15,62	FONTE	400	100
PH13	P 461	17,41	FONTE	400	100
PH14	P 480	18,33	FONTE	400	100
PH15	P 519	19,57	FONTE	400	100
PH16	P 569	21,50	FONTE	400	100

Annexe 24 : Ventouse à installer sur le réseau

	PT	PK (Km)	Nature de la conduite	DN (mm)	DN raccordement
Bief 1 : Exhaure – STEP					
PB 1	P 7	0.257	FONTE	500	100
PB 2	P 26	0.865	FONTE	500	100
Bief 2 : SR1 – SR2 Dasso					
PB 1	P 7	0,28	FONTE	500	100
PB 2	P 45	1,70	FONTE	500	100
PB 2	P 92	3,52	FONTE	500	100
PB 3	P 115	4,39	FONTE	500	100
PB 4	P 136	5,12	FONTE	500	100
PB 5	P 158	5,96	FONTE	500	100
PB 6	P 189	7,11	FONTE	500	100
PB 7	P 237	8,93	FONTE	500	100
PB 8	P 260	9,78	FONTE	500	100
PB 9	P 312	11,77	FONTE	500	100
PB 10	P 390	14,80	FONTE	500	100
PB 11	P 430	16,33	FONTE	500	100
PB 12	P 487	18,56	FONTE	500	100
PB 13	P 552	21,12	FONTE	500	100
PB 14	P 571	21,92	FONTE	500	100
PB 15	P 637	24,64	FONTE	500	100
PB 16	P 674	25,80	FONTE	500	100
PB 17	P 714	27,40	FONTE	500	100
PB 18	P 731	28,16	FONTE	500	100
PB 19	P 753	29,00	FONTE	500	100
PB 20	P 790	30,40	FONTE	500	100
PB 21	P 825	31,75	FONTE	500	100
PB 22	P 862	33,15	FONTE	500	100
PB 23	P 889	34,12	FONTE	500	100
PB 24	P 920	35,31	FONTE	500	100
PB 25	P 943	36,12	FONTE	500	100
PB 26	P 988	37,88	FONTE	500	100
PB 27	P 1008	38,68	FONTE	500	100
Bief 4 : SR2 – CE 500 Séguéla					
PB 1	P 14	0,48	FONTE	400	100
PB 2	P 40	1,41	FONTE	400	100
PB 3	P 57	2,01	FONTE	400	100
PB 4	P 106	3,90	FONTE	400	100
PB 5	P 135	4,97	FONTE	400	100
PB 6	P 185	6,88	FONTE	400	100
PB 7	P 249	9,37	FONTE	400	100
PB 8	P 294	11,07	FONTE	400	100
PB 9	P 334	12,60	FONTE	400	100
PB 10	P 362	13,65	FONTE	400	100
PB 11	P 395	14,88	FONTE	400	150
PB 12	P 446	16,87	FONTE	400	150
PB 13	P 466	17,58	FONTE	400	100
PB 14	P 505	19,05	FONTE	400	150
PB 15	P 556	21,01	FONTE	400	100
PB 16	P 578	21,81	FONTE	400	100
PB 8	P 248	9,28	FONTE	300	100

Annexe 25 : Vidange à installer sur le réseau

Conduite refoulement							
	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	DN (mm)	Di (mm)	Vitesse (m/s)	Flamant	Vérifié
Bresse	0.13	0.54	600	600	0.46	1.2	Oui
Bresse Modifié	0.13	0.41	500	500	0.67	1.1	Oui
Munier	0.13	0.51	600	600	0.46	1.2	Oui
Bonnin	0.13	0.36	400	400	1.04	1	non
Achour	0.13	0.47	500	500	0.69	1.1	Oui

Annexe 26 : Choix de la conduite de refoulement de l'eau brute

Conduite adduction STEP (SR1) - SR2							
	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	DN (mm)	Di (mm)	Vitesse (m/s)	Flamant	Vérifié
Bresse	0,13	0,54	600	600	0,45	1,2	Oui
Bresse Modifié	0,13	0,41	500	500	0,65	1,1	Oui
Munier	0,13	0,50	500	500	0,65	1,1	Oui
Bonnin	0,13	0,36	400	400	1,02	1	non
Achour	0,13	0,45	500	500	0,65	1,1	Oui

Annexe 27 : Choix de la conduite reliant la STEP à la salle de reprise de Dasso

Conduite adduction SR2-CE Séguéla							
	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	DN (mm)	Di (mm)	Vitesse (m/s)	Flamant	Vérifié
Bresse	0.09	0.45	500	500	0.45	1.1	Oui
Bresse Modifié	0.09	0.36	400	400	0.70	1	Oui
Munier	0.09	0.42	500	500	0.45	1.1	Oui
Bonnin	0.09	0.30	300	300	1.25	0.9	non
Achour	0.09	0.38	400	400	0.70	1	Oui

Annexe 28 : Choix de la conduite reliant la salle de reprise de Dasso au château d'eau de Séguéla

Paramètres	H+ 0	H+5	H+10	H+15
Année de Base	2023	2028	2033	2038
Taux accroissement urbain	3 %	3 %	3 %	3 %
Taux accroissement rural	2,55 %	2,55 %	2,55 %	2,55 %
Conso spécifique l/hbt/jour urbaine	40	42	45	50
Conso spécifique l/hbt/jour rurale	30	30	30	30
Taux raccordement urbaine	70%	80%	90%	100%
Taux raccordement rurale	40%	60%	75%	85%
Coefficient Pointe Journalière (CPJ)	1,05	1,05	1,05	1,05
Rendement réseau	0,95	0,95	0,95	0,95
Rendement traitement	0,85	0,85	0,85	0,85
Temps de fonctionnement (h)	20	20	20	20
Coefficient Pointe Horaire (Cph) urbaine	1,5	1,5	1,5	1,5
Coefficient Pointe Horaire (Cph) rurale	1,75	1,75	1,75	1,75

Annexe 29 : Synthèses des hypothèses d'évaluation des besoins et demande

Localités	Demande (m ³ /j)	Diamètre de raccordement (mm)	Pression (bars)
Séguéla	4592	Fonte 400	2,77
Kavéna	21	PVC 63	5,75
Gbena	14	PVC 63	8,66
Gbemasso	88	PVC 90	1,47
Soba	34	PVC 90	3,05
Téguéla	101	PVC 110	4,05
Bekoro	11	PVC 63	7,92
Diabala	14	PVC 63	7,19
Messoromasso	11	PVC 63	9,47
Mangbara	107	PVC 110	4,92
Oussougoula	26	PVC 63	7,21
Syana	71	PVC 90	5,53
Kouégo	463	PVC 200	7,12
Gbolo	34	PVC 90	7,36

Annexe 30 : Dessertes des localités à partir du château de Séguéla

Localités	Demande (m ³ /j)	Diamètre de raccordement (mm)	Pression (bars)
Drissasso	85	PVC 90	3,98
Bereni Dualla	600	PVC 200	8,11
Siakasso	46	PVC 90	6,01
Dasso	105	PVC 110	7,58
Sifie	477	PVC 160	6
Dienfé	140	PVC 110	4,83
Lalo	20	PVC 63	4,07
Tala	43	PVC 90	4,19
Kamalo	471	PVC 160	4,66
Lahoua	15	PVC 110	3
Bingoro	72	PVC 63	2,82
Bac semien	105	PVC 90	1,6

Annexe 31 : Dessertes des localités à partir du château de Drissasso

PROJET STRUCTURANT DU RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE 12 VILLES : DALOA, BOUAFLE, TOUBA, ODIENNE, BOUNDIALI, SÉGUÉLA, MANKONO, SASSANDRA, GRAND LAHOU, DIVO, KATIOLA, TANDA ET LEURS ENVIRONS



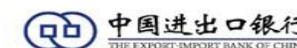
Ministère de l'Hydraulique



Office National de l'Eau Potable



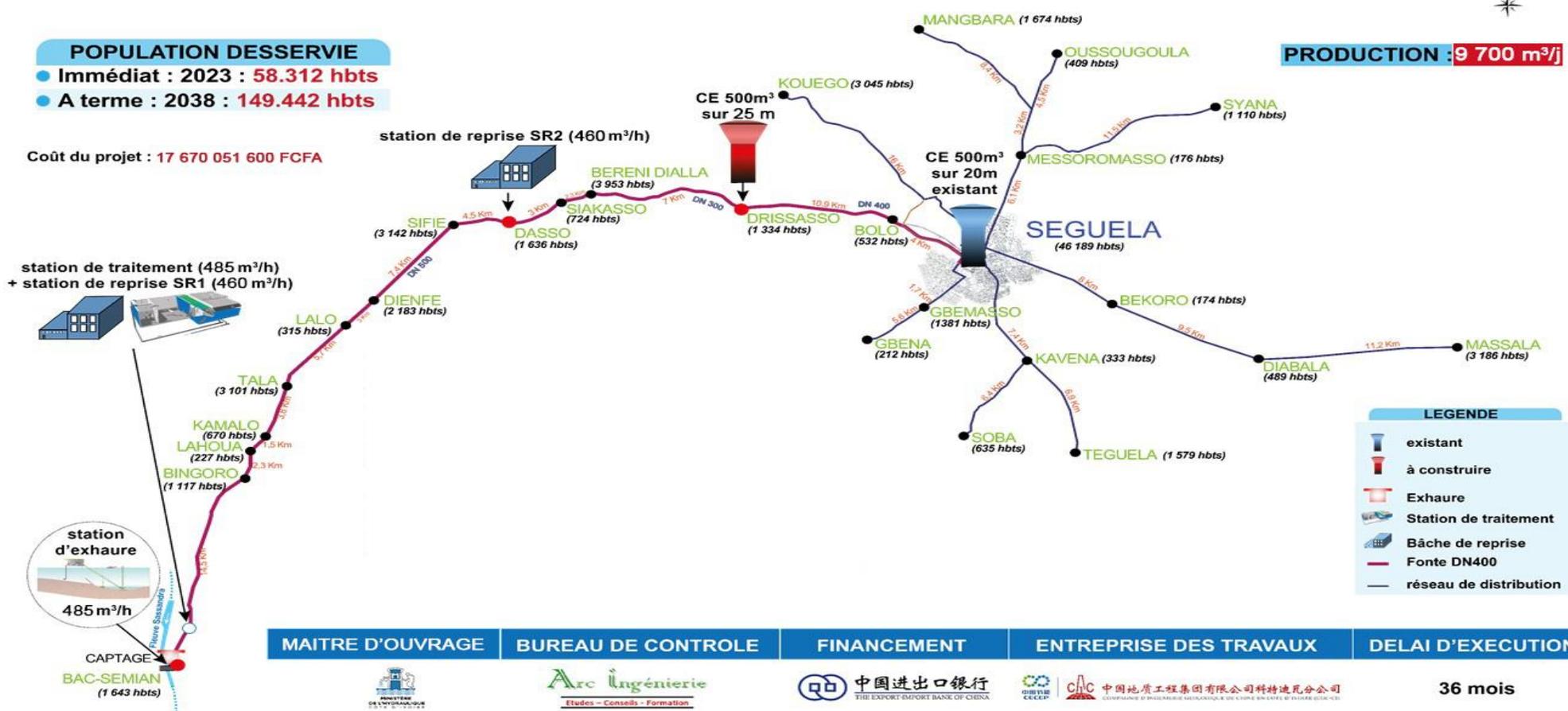
The Export - Import Bank of China



POPULATION DESSERVIE
 ● Immédiat : 2023 : 58.312 hbts
 ● A terme : 2038 : 149.442 hbts

PRODUCTION : 9 700 m³/j

Coût du projet : 17 670 051 600 FCFA



MAITRE D'OUVRAGE	BUREAU DE CONTROLE	FINANCEMENT	ENTREPRISE DES TRAVAUX	DELAI D'EXECUTION
MINISTÈRE DE L'HYDRAULIQUE	Arc Ingénierie Etudes - Conseils - Formation	中国进出口银行 THE EXPORT-IMPORT BANK OF CHINA	CECEP 中国地质工程集团有限公司科特迪瓦分公司 COMPAGNIE D'INGÉNÉRIERIE MULTISÉCTORIELLE DE LA CÔTE D'IVOIRE S.A. (C.I.C.)	36 mois

Annexe 32 : Synthèse de la stratégie de renforcement



Tour de prise



Arrivée d'eau brute



Répartiteur



Floculateur



Décanteur



Filtre



Installation de pompage



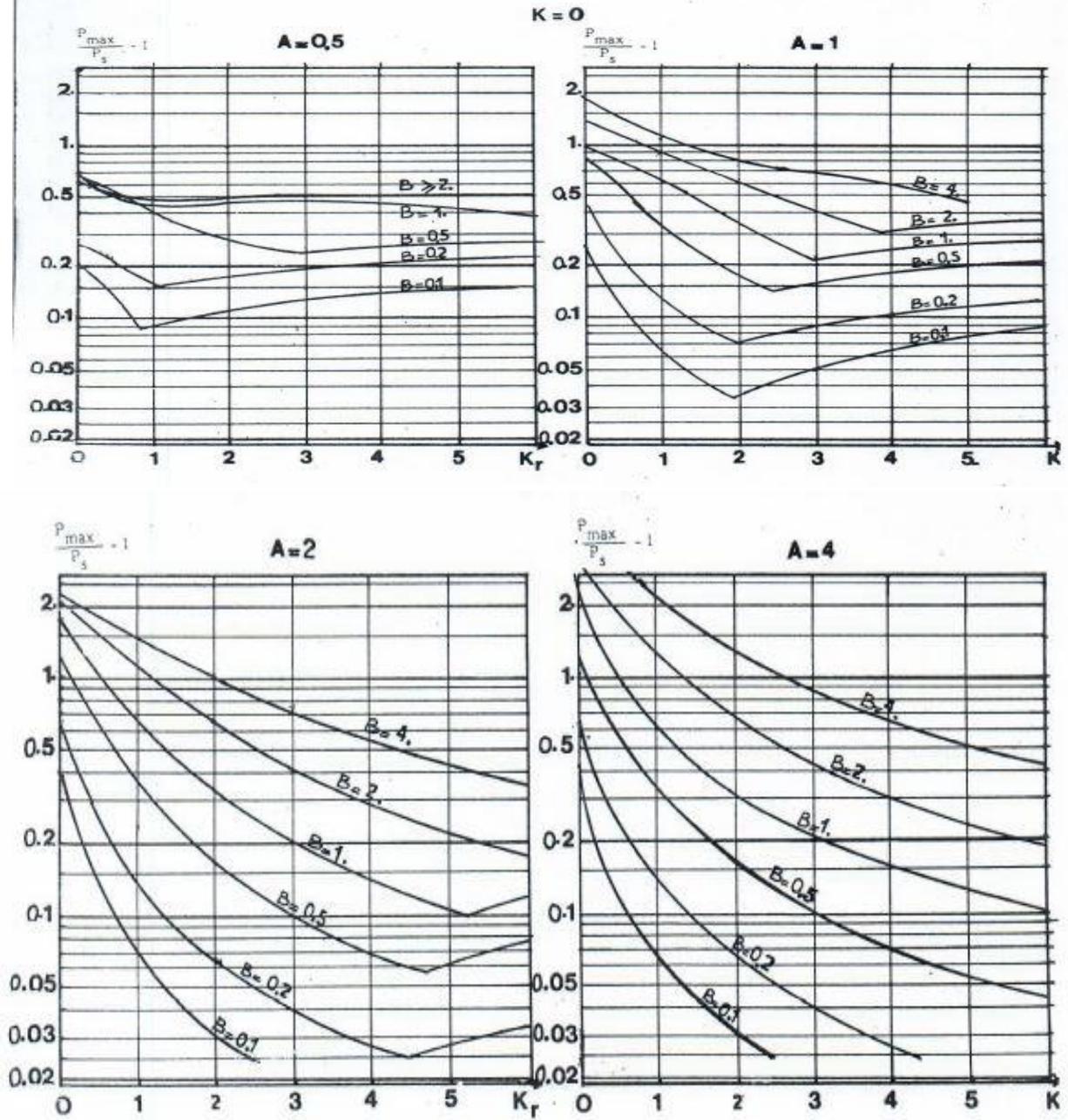
Château d'eau



Annexe 33 : Installations existantes

DIMENSIONNEMENT DE BALLONS ANTI-BELIER
PROTECTION CONTRE LES SURPRESSIONS

DETERMINATION DU COEFFICIENT K_r
(Perte de charge singulière au remplissage du ballon)



Annexe 34: Abaque de Meunier