



UNIVERSITE
JEAN LOROUGNON GUEDE

UFR ENVIRONNEMENT

REPUBLIQUE DE COTE D'IVOIRE
Union-Discipline-Travail

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de
la Recherche Scientifique

ANNEE : 2024-2025
N° D'ORDRE :139

CANDIDAT

Nom : **KOUASSI**

Prénom : **Amin Anne-Marie**

**Soutenue publiquement
le : 21 juin 2025.....**

THESE DE DOCTORAT

Mention : Géosciences et Environnement

Spécialité : Hydraulique

**Modélisation et optimisation du fonctionnement du
réseau d'adduction d'eau potable de la commune de
Daloa (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire)**

JURY

Président	M. DONGUI Bini Kouamé	Professeur Titulaire,	Université Jean Lorougnon Guédé, Cote d'Ivoire
Co-Directeur	M. KOUASSI Kouakou Lazare	Professeur Titulaire,	Université Jean Lorougnon Guédé, Côte d'Ivoire
Co-Directeur	M. GNAGNE Théophile	Professeur Titulaire,	Université Nangui Abrogoua, Côte d'Ivoire
Rapporteur	M. KOUAME Yao Francis	Maître de Conférence,	Université Jean Lorougnon Guédé, Côte d'Ivoire
Examineur	M. BIAOU Angelbert Chabi	Maître de Conférence,	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, Burkina Faso
Examineur	M. KOUASSI Amani Michel	Professeur Titulaire,	Institut National Polytechnique Félix HOUPHOUËT-BOIGNY, Côte d'Ivoire



UNIVERSITE
JEAN LOROUGNON GUEDE
UFR ENVIRONNEMENT

REPUBLIQUE DE COTE D'IVOIRE
Union-Discipline-Travail

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de
la Recherche Scientifique

ANNEE : 2024-2025
N° D'ORDRE : 139

CANDIDAT

Nom : **KOUASSI**

Prénom : **Amin Anne-Marie**

THESE DE DOCTORAT

Mention : Géosciences et Environnement

Spécialité : Hydraulique

**Modélisation et optimisation du fonctionnement du
réseau d'adduction d'eau potable de la commune de
Daloa (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire)**

JURY

Président	M. DONGUI Bini Kouamé	Professeur Titulaire,	Université Jean Lorougnon Guédé, Cote d'Ivoire
Co-Directeur	M. KOUASSI Kouakou Lazare	Professeur Titulaire,	Université Jean Lorougnon Guédé, Côte d'Ivoire
Co-Directeur	M. GNAGNE Théophile	Professeur Titulaire,	Université Nangui Abrogoua, Côte d'Ivoire
Rapporteur	M. KOUAME Yao Francis	Maître de Conférence,	Université Jean Lorougnon Guédé, Côte d'Ivoire
Examineur	M. BIAOU Angelbert Chabi	Maître de Conférence,	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, Burkina Faso
Examineur	M. KOUASSI Amani Michel	Professeur Titulaire,	Institut National Polytechnique Félix HOUPHOUËT-BOIGNY, Côte d'Ivoire

**Soutenue publiquement
le :21 juin 2025.....**

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	xii
REMERCIEMENTS.....	xiii
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	xv
LISTE DES TABLEAUX.....	xvii
LISTE DES FIGURES	xviii
LISTE DES ANNEXES	xxiii
INTRODUCTION	1
PARTIE I : GENERALITES	4
Chapitre I : Cadre physique de la zone d'étude	5
1.1. Situation géographique de la commune de Daloa	5
1.2. Cadre climatique	5
1.3. Relief	6
1.4. Végétation	7
1.5. Hydrographie	7
1.6. Géologie et pédologie	8
1.7. Urbanisation de la Commune de Daloa	9
1.8. Contexte socio-économique	10
1.8.1. Population	10
1.8.2. Activités économiques	10
Conclusion partielle	11
Chapitre 2 : Généralités sur les systèmes d'approvisionnement en eau potable.....	12
2.1. Définitions	12
2.1.1. Eau potable.....	12
2.1.2. Gestion de l'eau potable	12
2.1.3. Système d'approvisionnement en eau potable	12
2.2. Composition d'un système d'approvisionnement en eau potable.....	13

TABLE DES MATIERES

2.2.1	Source d'approvisionnement en eau potable	13
2.2.2	Station de traitement d'eau potable	13
2.3.	Traitement de l'eau potable.....	13
2.4.	Réseau d'approvisionnement en eau potable	16
2.4.1.	Classification des réseaux d'AEP	17
2.4.1.1.	Réseau ramifié	17
2.4.1.2.	Réseau maillé ou bouclé.....	18
2.4.1.3.	Réseau mixte.....	18
2.4.2.	Avantages et inconvénients des réseaux de distribution	19
2.4.2.1.	Réseau ramifié	19
2.4.2.2.	Réseau maillé	19
2.5.	Système d'Approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa	20
2.5.1.	Station de production d'eau potable	20
2.5.1.1.	Source d'approvisionnement en eau potable.....	20
2.5.1.2.	La station de pompage.....	21
2.5.1.3.	Conduites de pompage d'eau brute.....	21
2.5.1.4.	Salle de commande.....	22
2.5.1.5.	Conduites de transfert	23
2.5.1.6.	Citernes ou bombonnes anti Bélier	24
2.5.2.	Station ou usine de traitement d'eau potable	24
2.6.	Fonctionnement de l'usine de traitement.....	24
2.6.1.	Station modulaire ou station compacte ou INCLAM.....	24
2.6.2.	Bâche de stockage d'eau traitée.....	25

TABLE DES MATIERES

2.6.3.	Unités de traitement Classiques 1 et 2.....	26
2.6.4.	Unités Classiques Démontables (UCD)	28
2.5.3.	Réseau d’approvisionnement en eau potable	28
2.5.4.	Réseau d’adduction d’eau potable	28
2.5.5.	Réseau de distribution d’eau potable	30
	Conclusion partielle	32
	Chapitre 3 : Gestion des réseaux d’approvisionnement en eau potable.....	33
3.1.	État de l’art sur le diagnostic des réseaux de distribution d’eau potable	33
3.1.1.	Diagnostic quantitatif des réseaux d’eau potable	34
3.1.2.	Diagnostic qualitatif des réseaux d’eau potable	34
3.2.	État de l’art sur la modélisation des réseaux de distribution d’eau potable	35
3.2.1.	Hydraulique des écoulements en charge.....	35
3.2.2.	Equations des écoulements en charge	35
3.2.2.1.	Équation de continuité	35
3.2.2.2.	Équation de Bernoulli	35
3.2.2.3.	Pertes de charges	36
3.2.2.4.	Equation de Hazen-Williams.....	38
3.2.3.	Modélisation hydraulique	38
3.2.4.	Modélisation des réseaux d’eau potable	39
3.2.5.	Différents types de modèles	39
3.2.6.	Calage du modèle	40
3.3.	Etat de l’art sur l’optimisation des réseaux d’eau potable	40
3.3.1.	Analyse de la performance du réseau	40
3.3.2.	Rendement d’un réseau d’AEP	41
3.3.3.	Indices linéaires.....	42
3.4.	Échantillonnage	43
3.5.	Mesures	43
	Conclusion partielle	44

TABLE DES MATIERES

PARTIE II : MATERIEL ET METHODES	45
Chapitre 4 : Matériel et données	46
4.1 Données.....	46
4.1.1. Données climatiques.....	46
4.1.2. Données satellitaires.....	46
4.1.3. Données topographiques.....	46
4.1.4. Données historiques du réseau	46
4.1.5. Données hydro chimiques	47
4.1.6. Données de débit et de pression	47
4.2 Matériel	47
4.2.1. Fiche d'enquête	47
4.2.2. Matériel d'échantillonnage	47
4.2.3. Appareils de mesure	47
4.2.4. Logiciels	48
4.2.3.1. ArcGis	48
4.2.3.2. Autocad.....	48
4.2.3.3. WaterGEMS	48
4.2.3.4. EPANET.....	49
4.2.3.5. PAST	49
4.2.3.6. Excel	49
Conclusion partielle	49
Chapitre 5 : Méthodes	50
5.1. Diagnostic du réseau.....	50
5.1.1 Diagnostic quantitatif du réseau.....	50
5.1.1.1. Système de production	50
5.1.1.2. Système de distribution	51
5.1.2 Diagnostic qualitatif du réseau	51
5.1.2.1. Échantillonnage.....	51
5.1.2.2. Mesures	54
5.1.3. Entretien du réseau.....	56
5.1.3.1. Manipulation des vidanges du réseau	56
5.1.3.2. Manipulation des bouches d'incendie.....	57
5.1.3.3. Ventouses	59
5.1.4. Analyse physicochimique.....	59
5.1.5. Évaluation de la qualité de l'eau dans le réseau de distribution.....	59

TABLE DES MATIERES

5.1.6.	Évolution des paramètres physicochimiques et organoleptiques de l'eau dans le réseau de distribution	59
5.2.	Évaluation du niveau de satisfaction des consommateurs d'eau potable à Daloa	59
5.2.1.	Choix de la Population	60
5.2.2.	Taille de l'échantillon	60
5.2.3.	Proportion des ménages susceptible d'avoir accès à l'eau potable	60
5.2.4.	Population desservie	60
5.2.5.	Analyse de la performance du réseau	61
5.2.5.1.	Rendement d'un réseau d'AEP	61
5.2.5.2.	Indices linéaires	62
5.2.5.2.1.	Indice linéaire des volumes non comptés	62
5.2.5.2.2.	Indice linéaire de consommation	62
5.2.5.2.3.	Indice linéaire de perte	62
5.2.5.2.4.	Indice linéaire de réparation (ILR)	63
5.3.	Modélisation du fonctionnement du réseau d'eau potable	63
5.3.1.	Tracé du réseau d'AEP de la commune de Daloa	63
5.3.2.	Création d'une base de données du réseau d'AEP	63
5.3.3.	Réalisation du modèle conceptuel	63
5.3.3.1.	Conception du modèle	63
5.3.3.2.	Présentation des données d'entrée	64
5.3.4.	Calcul de réseaux maillés	66
5.3.4.1.	Méthode de Hardy Cross	66
5.3.5.	Calcul des débits aux nœuds et des débits en route	68
5.3.5.1.	Méthode linéaire	68
5.3.5.2.	Méthode des surfaces	69
5.3.5.3.	Méthode des densités	69
5.3.6.	Calcul des coefficients de modulation aux nœuds	70
5.3.7.	Calcul de la perte de charge dans les conduites	70
5.3.8.	Spécification des options de simulation	72
5.3.8.1.	Unités de débits	72
5.3.8.2.	Formule de Perte de Charge	72
5.3.8.3.	Courbe de Modulation	72
5.3.8.4.	Intervalle de temps dans les calculs hydrauliques	72

TABLE DES MATIERES

5.3.8.5.	Nombre maximal d'itérations.....	72
5.3.8.6.	Calcul des coefficients de modulation de la demande	73
5.3.9.	Calage du modèle	73
5.3.9.1.	Calage en débit.....	73
5.3.9.2.	Calage en pression.....	74
5.4.	Optimisation du réseau d'eau potable de la commune de Daloa	75
5.4.1.	Evaluation des besoins en eau	75
5.4.1.1.	Estimation de la population	75
5.4.1.2.	Catégorisation des besoins	75
5.4.1.3.	Débit moyen journalier	75
5.4.1.4.	Majoration du débit moyen journalier	76
5.4.1.5.	Débit maximal journalier.....	76
5.4.1.6.	Débit de pointe horaire	76
5.4.1.7.	Réserve d'équilibre (Re)	76
5.4.1.8.	Réserve incendie (Ri).....	77
5.4.2.	Optimisation du réseau d'AEP.....	77
5.4.2.1.	Optimisation de la filière de traitement	77
5.4.2.2.	Optimisation par entretien des ouvrages électromécaniques	77
5.4.2.3.	Optimisation par entretien des ouvrages du génie civil	77
5.4.2.4.	Optimisation de la quantité.....	77
5.4.3.	Optimisation du système d'adduction	78
5.4.3.1.	Dimensionnement des conduites	78
5.4.3.2.	Dimensionnement du réservoir.	78
5.4.4.	Optimisation du réseau de distribution	78
5.4.4.1.	Identification de l'emplacement des réservoirs projetés	78
5.4.4.2.	Détermination de la capacité du réservoir	78
Conclusion partielle		78
PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION		79

TABLE DES MATIERES

Chapitre 6 : Diagnostic du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa.....	80
6.1. Diagnostic quantitatif du réseau d'AEP de la commune de Daloa	80
6.1.1. Système de production	80
6.1.2. Etat des lieux des systèmes d'adduction et de distribution.....	81
6.1.2.1. Structuration du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa.....	81
6.1.2.2. Répartition des types de matériaux du réseau d'AEP	83
6.1.2.3. Diagnostic physique du réseau d'adduction	88
6.1.2.4. Diagnostic physique du réseau de distribution	88
6.1.2.5. Diagnostic physique des équipements du réseau d'Adduction d'Eau Potable	92
6.2. Diagnostic fonctionnel des équipements du réseau d'Adduction d'Eau Potable	93
6.2.1. Ventouses.....	93
6.2.2. Bornes d'incendie	93
6.2.3. Becs de vidange	94
6.3. Diagnostic qualitatif.....	94
6.3.1. Système de Production.....	94
6.3.2. Performance du système de production	102
6.3.2.1. Taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse	102
6.3.2.2. Temps de séjours de l'eau dans le décanteur	103
6.3.2.3. Impact de l'entretien de la bâche sur l'eau traitée	103
6.3.2.4. Système d'adduction et de distribution.....	103
6.3.2.5. Analyse des paramètres physico-chimiques de l'eau du réseau d'eau potable.....	105
6.3.2.6. Impact de l'entretien du réseau sur la qualité de l'eau.....	121

TABLE DES MATIERES

6.3.2.7.	Analyse statistique de la qualité de l'eau dans le réseau de distribution	124
6.3.2.8.	Taux d'évolution des paramètres dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable.....	125
6.4.	Niveau satisfaction des populations par rapport à la desserte en eau potable	128
Discussion.....		135
Conclusion partielle		139
Chapitre 7 : Modélisation du réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa.....		140
7.1. Actualisation du réseau d'AEP de la commune de Daloa		140
7.1.1. Types de matériaux du réseau d'AEP		142
7.1.1.1. Polychlorure de vinyle		142
7.1.1.2. Fonte ductile		142
7.1.1.3. Amiante ciment		143
7.2. Constitution d'une base de données du réseau		143
7.3. Caractéristiques du réseau d'AEP simulé de la commune de Daloa		147
7.3.1. Représentation du réseau		147
7.3.2. Rapports de simulation.....		147
7.3.2.1. Calage et validation du modèle.....		147
7.3.2.2. Corrélation linéaire.....		148
7.3.2.3. Comparaison des valeurs simulées et observées		148
7.3.3. Production et consommation		149
7.3.4. Altitudes		149
7.3.5. Diamètres		151
7.3.6. Consommation aux nœuds		152

TABLE DES MATIERES

7.4. Modélisation de la situation initiale du réseau d'AEP	152
7.4.1. Variation de la Pression en situation initiale	152
7.4.1.1. A 00 heure	153
7.4.1.2. A 06 heures	153
7.4.1.3. A 08 heures	154
7.4.1.4. A 12 heures	156
7.4.1.5. A 18 heures	157
7.4.2. Variation des vitesses de la situation initiale	158
7.4.2.1. A 00 heure	158
7.4.2.2. A 06 heures	158
7.4.2.3. A 08 heures	158
7.4.2.4. A 12 heures	159
7.4.2.5. A 18 heures	159
7.5. Modélisation du pompage direct	160
7.5.1. Variation des pressions	160
7.5.1.1. A 00 heure	160
7.5.1.2. A 06 heures	161
7.5.1.3. A 08 heures	162
7.5.1.4. A 12 heures	163
7.5.1.5. A 18 heures	164
7.5.2. Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau	165
7.5.2.1. A 00 heure	165

TABLE DES MATIERES

7.5.2.2.	A 06 heures	165
7.5.2.3.	A 08 heures	166
7.5.2.4.	A 12 heures	166
7.5.2.5.	A 18 heures	167
7.6.	Discussion.....	167
	Conclusion partielle	169
	Chapitre 8 : Optimisation du fonctionnement du réseau d'Adduction d'Eau Potable	170
8.1.	Evaluation des besoins en eau	170
8.2.	Optimisation du système de production	171
8.2.1.	Optimisation de la qualité	171
8.2.2.	Optimisation de la quantité.....	171
8.3.	Optimisation du système d'adduction.....	171
8.3.1.	Dimensionnement du réservoir.....	172
8.4.	Optimisation du réseau de distribution	172
8.5.	Modélisation de l'optimisation du réseau à 60 %	178
8.5.1.	Variation des pressions d'optimisation à 60%.....	178
8.5.1.1.	A 00 heure.....	178
8.5.1.2.	A 06 heures	179
8.5.1.3.	A 08 heures	179
8.5.1.4.	A 12 heures	180
8.5.1.5.	A 18 heures	181
8.5.2.	Variation des vitesses d'optimisation à 60 %	182

TABLE DES MATIERES

8.5.1.6.	A 0 heure.....	182
8.5.1.7.	A 06 heures	183
8.5.1.8.	A 08 heures	183
8.5.1.9.	A 12 heures	184
8.5.1.10.	A 18 heures	184
Discussion.....		184
CONCLUSION.....		186
RECOMMANDATIONS		182
PERSPECTIVES		183
REFERENCES.....		184
ANNEXES.....		ccvi
PUBLICATIONS.....		ccx
RESUME		ccxi

DEDICACES

DEDICACES

A

Mon père KOUAKOU Kouassi Felix et ma mère KOUAKOU Ahou

Mes frères et sœurs Lazare, Siméon, Esther, Naomie, Salomé et Gédéon

Mes neveux Hénoch, Abel, Asséna, Emmanuel, Lael, Oyali et Jonathan

Mes nièces Reine Esther, Triomphe Esther, Grâce Merveille et Heshama !

A toute la grande famille KOUASSI !

A mon Epoux Kouamé Bénédict !

REMERCIEMENTS

REMERCIEMENTS

Ce présent travail a vu la contribution de plusieurs personnes à qui il convient d'exprimer ma profonde gratitude. C'est avec un réel plaisir que, je voudrais à travers ces lignes, leur adresser mes sincères remerciements.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à tout le personnel de l'Université Jean Lorougnon Guédé (UJLoG). Je remercie particulièrement Madame ADOHI Krou Viviane, Professeur Titulaire et Présidente de l'institution, pour avoir créé un environnement favorable à ma formation.

Je souhaite également remercier Monsieur SORO Dognimeton, Professeur Titulaire et Vice-président de l'UJLoG. Il a coordonné la mise en place de la formation doctorale. Mes remerciements vont également à Monsieur KONE Issiaka, Professeur Titulaire et Vice-président chargé de la planification, de la programmation et des relations extérieures.

Je suis profondément reconnaissante envers Monsieur KOUASSI Kouakou Lazare, Professeur Titulaire et Co-Directeur de cette thèse. Il m'a fait confiance et a fait preuve de grandes qualités humaines, de simplicité et de disponibilité. Sa patience durant mes difficultés a été précieuse. Je lui suis également reconnaissante pour ses conseils depuis la licence jusqu'à la fin de cette thèse. Je le remercie de m'avoir acceptée dans le Projet EPEAEP-Daloa et de m'avoir guidée dans mes premiers pas en recherche. Je tiens à adresser ma gratitude à Monsieur GNAGNE Théophile, Professeur Titulaire à l'UFR Sciences et Gestion de l'Environnement (SGE) de l'Université Nangui Abrogoua (UNA) et co-directeur de cette thèse. Ses conseils ont été très précieux pour le bon déroulement de mes travaux. Je remercie également Monsieur DIBI Brou, Professeur Titulaire et Directeur du Laboratoire des Sciences et Technologies de l'Environnement (LSTE) de l'UFR Environnement. Je lui suis reconnaissante de m'avoir acceptée dans le projet EPEAEP-Daloa, dont il assure la vice-coordination. Je souhaite exprimer ma reconnaissance à Monsieur KOUAME Brou Paul, Directeur Technique de la SODECI d'Attécoubé, pour ses efforts dans la réalisation de cette thèse. Sa contribution a été essentielle, et je lui adresse toute ma considération.

J'adresse mes sincères remerciements au jury de cette thèse pour leur conseil avisés et leur regards critiques pour l'amélioration du présent manuscrit.

Je remercie sincèrement Monsieur GUINDO Hamidou, Directeur Régional du Centre Ouest de la SODECI, ainsi que tout son personnel. Ils m'ont fourni le matériel technique nécessaire et ont piloté la réalisation technique de mes travaux. Leur simplicité, patience et disponibilité ont été d'une grande aide. Je suis également reconnaissante envers Messieurs ANOH Segnon Eric, YAO Koffi Arsène, BERTHE Drissa, SORO et ADO Rodrigue de la SODECI. Leur implication et disponibilité ont été essentielles à la réalisation de cette étude. Je tiens à remercier Messieurs KOUAKOU

REMERCIEMENTS

Kouassi Alain et KONAN N'Guessan Aimé, Ingénieurs au cabinet BETICO Sarl, pour leur disponibilité et leur contribution à cette étude, malgré leurs emplois du temps chargés.

Je souhaite également exprimer ma gratitude à Messieurs AMANI Narcisse, KONE, TANOI et N'GUESSAN Elisé, géomètres du Cabinet de Géomètre Expert DJESSAN de Daloa. Leur contribution aux travaux de terrain, conseils et encouragements ont été précieux.

Je remercie tous les enseignants du Groupe de Recherche en Eau Climat et Environnement (GRECE) pour leur appui financier, leurs conseils et leur engagement à faire de nos travaux un succès. Je suis très reconnaissante envers Messieurs KOUAME Kouassi Innocent, KONAN Kouakou Séraphin, KONAN-WAIDHET Arthur Brice, YAO Affoué Berthe épouse Touré, KOUADIO Zilé Alex, MANGOUA Oi Mangoua Jules, BROU Loukou Alexis, KAMENAN Monique épouse MANGOUA, KOFFI Bérénger, KOUADIO Kouamé Jean Olivier, OUATTARA Gningnéri Souleymane, KOKOBOU Kouassi Hervé et TOURE Fanraban Fabrice. Leur participation active à la réalisation de cette étude à travers leurs critiques et conseils a été essentielle. Je tiens à remercier mes amis de promotion, notamment AKATCHI Akouba Agnès, N'GUESSAN Jean Yves, ZOUGROU Ninlou Nadège et KONATE Yaya. Leur encouragement mutuel et leur esprit d'équipe ont été précieux tout au long de notre parcours. Je souhaite exprimer ma reconnaissance à Mademoiselle KADJO M'min Marie Florence, que j'appelle affectueusement « ma petite sœur Chérie », et à CAMARA Alima épouse CISSE pour leur contribution à ces travaux.

Je remercie particulièrement tous les doctorants du LSTE, notamment KOUASSI Kouassi Jean Michel, OUEDE Gla Blaise, COULIBALY Wawogninin Brice, KONAN Yao Desmond, KRE Yon Edwige, YAO Anne Josiane, GOEBI Sehi Antoine, AKAFFOU Franck Hervé, KOUASSI Barbara et TUO Yaraba. Leur ambiance conviviale et leur esprit de solidarité ont été très appréciés.

Je tiens à remercier mes guides religieux, KOUASSI Eugène, AÏWA Henri et son épouse, AGOH Béni et son épouse, KOUKOU Henri Matthieu. Leur soutien, conseils et prières m'ont beaucoup aidée dans les moments difficiles. Je remercie également les moniteurs de l'école du dimanche de l'alliance chrétienne de la région de Daloa, en particulier YEO Kolo Jules, KOUAME Prisca épouse Yao, NADO Yayé Aristide et son épouse, NIAMIEN Antoine, KOUASSI N'Dri Emmanuel, KOUADIO Emma épouse LOUKOU, ainsi que tous les moniteurs et enfants de l'école du dimanche de Lobia 2. Leur soutien moral et spirituel a été inestimable. Je souhaite également remercier Mademoiselle N'Guessan Ahébé Zitta, KOUAKOU Naomie et KOUADIO Amenan Jeannette, que j'appelle ma grande sœur chérie. Votre soutien et vos conseils m'ont été d'une grande aide durant les moments difficiles. Enfin, je remercie toutes les personnes que je n'ai pas pu citer, qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ces travaux. Votre aide a été précieuse.

Merci à tous !!

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

°C : degré Celsius

ACPN	: Analyse en Composantes Principales Normées
AEP	: Alimentation en Eau Potable
AFD	: Agence Française de Développement
AT	: Adjoint technique
AR	: Agent de réseau
CAG	: Charbon Actif en Grain
CAP	: Charbon Actif en Poudre
CEDEAO	: Communauté Economique des Etats de l'Afrique de l'Ouest
CRE	: Comité Régional de l'Environnement
CU	: Chef d'Usine
C2D	: Contrat de Désendettement et de Développement
DN	: Diamètre Nominal
DPD	: Diéthyl Phénylènediamine
DR-CO	: Direction Régionale du Centre Ouest
DTH	: Direction Territoriale de l'Hydraulique
E.P.A.	: Environmental Protection Agency
FIT	: Front Intertropical
GEE	: Génie de l'Eau et de l'Environnement
GPS	: Global Positioning System
GRECE	: Groupe de Recherche en Eau Climat et Environnement
HMT	: Hauteur Manométrique Totale
INP-HB	: Institut National Polytechnique FELIX HOUPHOUËT BOIGNY
INS	: Institut National de la Statistique
IRD	: Institut de Recherche pour le Développement
ILP	: Indice linéaire de perte
ILR	: Indice Linéaire de Réparation
IQE	: Indice de Qualité de l'Eau
LSTE	: Laboratoire des Sciences et Technologies de l'Environnement
m. c. e	: mètre colonne d'eau
MESRS	: Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
MES	: Matières En Suspension

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

MNT	: Model Numérique de Terrain
NTU	: Unité Nephelometrique de Turbidité ;
OMD	: Objectifs du Millénaire pour le Développement
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
ONEP	: Office Nationale de l'Eau Potable
ONU	: Organisation des Nations Unies
ORE	: Observatoire Régional de l'Environnement
PEHD	: Polyéthylène à Haute Densité
PAN	: Pyridylazo Naphtol
PAST	: Paleontological Statistics
PPU	: Programme Présidentiel d'Urgence
PVC	: Polychlorure de Vinyle
Re	: Réserve d'équilibre
RGPH	: Recensement Général de la Population et de l'Habitat
SGE	: Science et Gestion de l'Environnement
SODECI	: Société de Distribution d'Eau de Côte d'Ivoire
SODEXAM	: Société d'Exploitation Aéronautique, Aéroportuaire et Météorologique
SS	: Saison Sèche
STEP :	: Station de Traitement d'Eau Potable
SP	: Saison Pluvieuse
TPTZ	: Tripyridyl Triazine
UCD	: Unités Classiques Démontables
UCV	: Unité de Couleur Vraie
UFR	: Unité de Formation et de Recherche
UJLoG	: Université Jean Lorougnon Guédé
UNA	: Université Nangui Abrogoua
UNICEF	: Fonds des Nations Unies pour l'enfance
UTM	: Universal Transversal Mercator
Vcc	: Volumes comptabilisés consommés
Vs	: Volumes de services
Vexp	: Volume exporté

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I : Valeurs du coefficient de rugosité en fonction du type de matériau	38
Tableau II: Valeurs de référence pour la caractérisation de l'ILP	42
Tableau III: Valeurs de référence pour la caractérisation de l'ILP	62
Tableau IV : Coefficients équivalents en fonction du service assuré par le tronçon considéré.....	69
Tableau V : Formules de perte de charge pour toute la longueur de la canalisation en charge.....	71
Tableau VI : Coefficient de rugosité pour les tuyaux neufs	71
Tableau VII : Correspondance entre les différents coefficients de rugosité	71
Tableau VIII : Caractéristiques des paramètres physico- chimiques des eaux brutes et traitées.....	101
Tableau IX : Taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse après chaque étape de traitement (classique 1)	102
Tableau X : Taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse après chaque étape de traitements (classique 2)	102
Tableau XI : Taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse après chaque étape de traitement (INCLAM)	103
Tableau XII : Temps de séjour de décantation des floes	103
Tableau XIII : Taux d'abattement des teneurs en Fer et Manganèse après traitement	103
Tableau XIV : Analyse sommaire de l'eau de la bache	104
Tableau XV : Analyse sommaire de l'eau en régime permanent	104
Tableau XVI : Analyse sommaire de l'eau en régime temporaire (après coupure d'eau).....	105
Tableau XVII : Caractéristiques des paramètres physiques étudiés	114
Tableau XVIII : Caractéristiques des paramètres chimiques mesurés sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa.....	115
Tableau XIX : Analyse sommaire de l'eau de la bache.....	124
Tableau XX : Analyse sommaire de l'eau en régime permanent	124
Tableau XXI : Analyse sommaire de l'eau en régime temporaire (après coupure d'eau).....	125
Tableau XXII : Taux d'évolution des paramètres sur le tronçon 1 (Bache-Château d'eau).....	125
Tableau XXIII : Taux d'évolution des paramètres dans les canalisations en fonte.....	126
Tableau XXIV : Taux d'évolution des paramètres dans les canalisations en amiante-ciment.....	127
Tableau XXV : Taux d'évolution des paramètres dans les canalisations en PVC	127
Tableau XXVI : Taux d'évolution des paramètres au niveau du château d'eau	127
Tableau XXVII : Rapport de calage des pressions	147
Tableau XXVIII : Evaluation des besoins en eau de consommation de Daloa	170
Tableau XXIX : Taux de couverture pour la satisfaction en eau potable de Daloa.....	171
Tableau XXX : Dimensionnement de la conduite de refoulement	172

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Situation géographique de la commune de Daloa	5
Figure 2: Diagramme Ombrothermique de la station de Daloa (1986-2020)	6
Figure 3 : Carte des altitudes de la commune de Daloa	7
Figure 4 : Carte du réseau hydrographique de la commune de Daloa	8
Figure 5: Carte des formations géologiques du département de Daloa (Delor <i>et al.</i> , 1995)	9
Figure 6 : Evolution de la Commune de Daloa	9
Figure 7: Cultures pratiquées dans la commune de Daloa	11
Figure 8 : Système d'approvisionnement en eau potable	13
Figure 9 : Equipements d'un réseau d'AEP	17
Figure 10 : Schémas d'un réseau ramifié	17
Figure 11 : Schémas d'un réseau maillé ou bouclé	18
Figure 12 : Réseau mixte	18
Figure 13 : Fuite sur un réseau ramifié	19
Figure 14 : Fuite sur un réseau maillé ou bouclé	19
Figure 15 : Source d'AEP de la commune de Daloa	20
Figure 16 : Réseau hydrographique du bassin versant de la Lobo (Koffi, 2022)	21
Figure 17 : Station de pompage du système d'AEP de la commune de Daloa	21
Figure 18 : Pompage d'eau brute sur la rivière Lobo	22
Figure 19 : Salle de commande de la station de pompage d'eau brute	23
Figure 20 : Conduites d'adduction d'eau brute	23
Figure 21: Citerne anti bélier	24
Figure 22 : Station modulaire compacte	25
Figure 23 : La bâche de reprise	26
Figure 24: Unité classiques 1	26
Figure 25 : Injection du chlore et du sulfate d'alumine dans la vasque d'arrivée d'eau brute	27
Figure 26 : Distribution de l'eau dans le répartiteur	27
Figure 27 : Unité Classique Démontable ou DEGREMONT	28
Figure 28 : Réseau d'adduction d'eau potable de la commune de Daloa	30
Figure 29 : Réseau de distribution d'eau potable de la commune de Daloa	31
Figure 30 : Diagramme ou harpe de Moody	37
Figure 31 : Visite des anciennes unités de traitement classique d'eau potable	51
Figure 32 : Points d'échantillonnage	53
Figure 33 : Rampe de filtration	56
Figure 34 : Manipulation des poteaux d'incendie au niveau du réseau de distribution	58
Figure 35 : Composantes physiques du réseau d'AEP de la commune de Daloa	64
Figure 36 : Illustration de la loi des nœuds et des mailles	67
Figure 37 : Répartition des capteurs sur le réseau d'AEP de la commune de Daloa	73
Figure 38 : Valeurs de débit et pression instantanées au niveau de la reprise 500	74
Figure 39 : Valeurs de débit et pression instantanées au niveau de la reprise 300	74
Figure 40 : Etat d'Eutrophisation de la retenue d'eau brute	80
Figure 41 : Citerne antibélier hors service	80
Figure 42 : Vannes pneumatiques hors service	81

LISTE DES FIGURES

Figure 43 : Station compacte endommagé.....	81
Figure 44 : Carte des différents types de matériaux du réseau d'Adduction d'Eau Potable	82
Figure 45 : Répartition du réseau en fonction des types de matériaux	83
Figure 46 : Répartition des conduites en pvc par diamètre.....	83
Figure 47 : Répartition des conduites en Fonte ductile par diamètre	84
Figure 48 : Répartition des conduites en Amiante Ciment par diamètre	84
Figure 49 : Répartition des bornes d'incendie sur l'ensemble du réseau d'Adduction d'Eau Potable ..	85
Figure 50 : Répartition des vidanges sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable.....	86
Figure 51 : Répartition des ventouses sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable	87
Figure 52 : Exposition du réseau d'adduction au soleil	88
Figure 53 : Regard obstrué par les ordures ménagères	89
Figure 54 : Corrosion de vanne au carrefour du Christianisme céleste	89
Figure 55 : Vidange du réservoir	90
Figure 56 : Exposition de conduite au quartier marraïs	90
Figure 57 : Casse à l'Université Jean Lorougnon GUEDE	91
Figure 58 : Casse au feu tricolore de Lobia 2	91
Figure 59 : Casse au quartier SUD B.....	92
Figure 60 : Poteau d'incendie hors service au carrefour Escadron	92
Figure 61 : Bilan de l'état de fonctionnement des ventouses du réseau de distribution d'eau de la commune de Daloa	93
Figure 62 : Etat des lieux des bornes d'incendie sur le réseau d'Adduction Eau Potable de la commune de Daloa	94
Figure 63 : Etat des lieux des vidanges du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	94
Figure 64 : Variation de la couleur de l'eau brute et de l'eau traitée.....	95
Figure 65 : Variation de la température de l'eau brute et de l'eau traitée.....	96
Figure 66 : Variation du potentiel d'Hydrogène dans l'eau brute et dans l'eau traitée.....	96
Figure 67 : Variation annuelle de la turbidité de l'eau brute et l'eau traitée	97
Figure 68 : variation annuelle de la Conductivité électrique dans l'eau brute et l'eau traitée	98
Figure 69 : Variation du chlore dans l'eau brute et l'eau traitée	98
Figure 70 : Variation du fer dans l'eau brute et l'eau traitée	99
Figure 71 : Variation du manganèse dans l'eau brute et l'eau traitée	100
Figure 72 : Répartition de la conductivité électrique dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	106
Figure 73 : Répartition de la température dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	107
Figure 74 : Répartition du potentiel d'Hydrogène sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	109
Figure 75 : Répartition de la turbidité sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	110
Figure 76 : Répartition de la couleur dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa.....	112
Figure 77 : Répartition des Matières En Suspension dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	113

LISTE DES FIGURES

Figure 78 : Variation du Chlore dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	117
Figure 79 : Variation du Fer dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa..	118
Figure 80 : Variation du Manganèse dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	120
Figure 81 : Variation de la turbidité après réalisation des vidanges du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	121
Figure 82 : Variation de la couleur après réalisation des vidanges du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa	122
Figure 83 : Variation de la turbidité après entretien des poteaux d'incendie	123
Figure 84 : Variation de la couleur après entretien des poteaux d'incendie	123
Figure 85 : Ménages enquêtés.....	128
Figure 86 : Ménages raccordés au réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa.....	129
Figure 87 : Disponibilité de l'eau courante dans le réseau d'eau potable de Daloa.....	129
Figure 88 : Durée de stockage de l'eau du robinet	130
Figure 89 : Avis sur la coloration de l'eau du robinet.....	131
Figure 90 : Avis de la population sur le goût de l'eau du robinet	131
Figure 91 : Les différents usages de l'eau du robinet.....	132
Figure 92 : Sources alternatives d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa.....	132
Figure 93 : Raisons de non accès à l'eau potable	133
Figure 94 : Sources alternatives d'eau de consommation	133
Figure 95 : Avis de la population concernant la combinaison des sources	134
Figure 96 : Sources naturelles d'eau mal entretenues	134
Figure 97 : Traitements appliqués aux sources alternatives	135
Figure 98 : Type de traitement appliqué à l'eau du robinet.....	135
Figure 99 : Carte des différents types de matériaux du réseau d'AEP	141
Figure 100 : Répartition du réseau d'AEP de Daloa en fonction des types de matériaux.....	142
Figure 101 : Répartition des conduites en pvc par diamètre.....	142
Figure 102 : Répartition des conduites en Fonte ductile par diamètre	143
Figure 103 : Répartition des conduites en Amiante Ciment par diamètre	143
Figure 104 : Répartition des bornes d'incendie sur l'ensemble du réseau d'AEP	144
Figure 105 : Répartition des vidanges sur le réseau d'AEP.....	145
Figure 106 : Répartition des ventouses sur le réseau d'AEP	146
Figure 107 : Modèle conceptuel du réseau d'AEP de la commune de Daloa	147
Figure 108 : Droite de régression linéaire des données simulées et observées	148
Figure 109 : Comparaison des mesures simulées aux mesures observées.....	148
Figure 110 : Evolution de du système de production et de la consommation	149
Figure 111 : Courbe de modulation de la demande	149
Figure 112 : Variation des altitudes sur le réseau d'AEP de la commune de Daloa	150
Figure 113 : Distribution spatiale des altitudes sur le réseau d'AEP de la commune de Daloa.....	150
Figure 114 : Variation des diamètres des conduites sur le réseau	151
Figure 115 : Répartition des diamètres des conduites du réseau d'AEP de Daloa	152
Figure 116 : Variation des débits de consommation aux nœuds sur l'ensemble du réseau	152
Figure 117 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 00 heure.....	153

LISTE DES FIGURES

Figure 118 : Répartition des pressions à 00 heure sur le réseau avec le château.....	153
Figure 119 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 06 heure.....	154
Figure 120 : Répartition des pressions à 06 heures sur le réseau avec le château	154
Figure 121 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 08 heures	155
Figure 122 : Répartition des pressions à 08 heures sur le réseau avec le château	155
Figure 123 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 12 heures	156
Figure 124: Répartition des pressions à 12 heures sur le réseau avec le château	156
Figure 125 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 18 heures	157
Figure 126: Répartition des pressions à 18 heures sur le réseau avec le château	157
Figure 127 : Variation des vitesses sur le réseau avec le château à 00 heure	158
Figure 128 : Variation des vitesses sur le réseau avec le château à 06 heures	158
Figure 129: Variation des Vitesses sur le réseau avec le château à 08 heures.....	159
Figure 130 : Variation des Vitesses sur le réseau avec le château à12 heures.....	159
Figure 131 : Variation des vitesses sur le réseau avec le château à 18 heures	160
Figure 132 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 00 heure	160
Figure 133 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 00 heure	161
Figure 134 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 06 heures	161
Figure 135 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 06heures.....	162
Figure 136 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 08 heures	162
Figure 137 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 08 heures.....	163
Figure 138 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 12 heures	163
Figure 139 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 12heures.....	164
Figure 140 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 18 heures	164
Figure 141 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 18 heures.....	165
Figure 142 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 00 heure.....	165
Figure 143 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 06 heures	166
Figure 144 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 08 heures	166
Figure 145 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 12 heures	166
Figure 146 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 18 heures	167
Figure 147 : Sites d'implantation des réservoirs	173
Figure 148 : Identification du tronçon T1	174
Figure 149 : Identification du tronçon T2.....	175
Figure 150 : Distribution de la pression d'optimisation à 60 % sur le réseau à 00 heure.....	178
Figure 151 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 00 heure.....	178
Figure 152 : Distribution de la pression d'optimisation à 60 % sur le réseau à 06 heures	179
Figure 153 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 06 heures	179
Figure 154: Distribution de la pression d'optimisation à 60 % sur le réseau à 08 heures	180
Figure 155 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 08 heures	180
Figure 156 : Pression d'optimisation à 60 % sur l'ensemble du réseau à 12 heures.....	181
Figure 157 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 12 heures	181
Figure 158 : Distribution de la pression d'optimisation à 60 % sur le réseau à 18 heures	182
Figure 159 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 18 heures	182
Figure 160 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 00 heure	183
Figure 161 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 06 heures.....	183

LISTE DES FIGURES

Figure 162 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 08 heures.....	183
Figure 163 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 12 heures.....	184
Figure 164 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 18 heures.....	184

LISTE DES ANNEXES

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Quelques méthodes d'analyse au spectrophotomètre HACH DR 1900	ccvii
Annexe 2 : Résultats d'analyse physico-chimiques de l'eau brute de la Lobo (2016 à 2019).....	ccviii
Annexe 3 : Résultats d'analyse physico-chimique de l'eau traitée de la Lobo (2016 à 2019).....	ccviii

INTRODUCTION



INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'eau est une ressource naturelle indispensable à la vie et au développement socio-économique. Elle est à usage multiple et la qualité destinée à l'alimentation est une préoccupation d'ordre mondial (Kanakoudis *et al.*, 2015).

La qualité de l'eau pour satisfaire les différents besoins varie d'un usage à un autre (Erramili *et al.*, 2014 ; Mangoua-Allali *et al.*, 2021). La qualité de l'eau peut être détériorée par les activités anthropiques telles que l'utilisation d'engrais, de produits phytosanitaires, de produits chimiques et assimilés (El-Ghachtoul, *et al.*, 2005). Cette détérioration de la qualité de l'eau de consommation peut par conséquent affecter la santé de l'homme (Oumar *et al.*, 2017). Par ailleurs, les déversements des rejets industriels et agricoles ainsi que les effluents urbains issus des hôpitaux et des dépotoirs dans la nature sans traitement préalable ne sont pas sans conséquence sur la qualité de l'eau de consommation (Essoyeke, 2014 ; Gouamene, 2017 ; Stavroula & Kanakoudis, 2018). La qualité de l'eau de consommation est aussi liée à la qualité des ouvrages d'approvisionnement en eau potable (AEP). En effet, les réseaux d'AEP constituent un patrimoine qui vieillit et nécessite un renouvellement lorsqu'il atteint le seuil de vétusté (Kanakoudis, 2014 ; Karim, 2014 ; Essoyeke & Musandji, 2015 ; Koukougnon *et al.*, 2019). Ce seuil est beaucoup influencé par les paramètres environnementaux (l'acidité du sol, l'humidité du sol), techniques et de gestion (Eddy *et al.*, 2012 ; Kanakoudis & Gonelas, 2014 ; Cremona *et al.*, 2016 ; Amir & Brans, 2019 ; Kanakoudis *et al.*, 2015). L'objectif principal de la gestion technique des réseaux d'AEP est de fournir aux consommateurs une eau qui répond aux normes de potabilité, de qualité, à moindre coût et sans interruption de service (Large, 2015 ; OMS, 2017). L'atteinte d'un tel objectif requière alors une bonne connaissance du fonctionnement hydraulique des réseaux et des infrastructures des réseaux d'AEP (Piel *et al.*, 2020 ; Stavroula & Kanakoudis, 2020 b). Les services en charge de l'exploitation des réseaux d'adduction d'eau potable sont souvent confrontés au problème de vieillissement des réseaux (Husson *et al.*, 2021 ; Boutebba *et al.*, 2014 ; Tchougourou, 2022). Le vieillissement des réseaux d'eau peut être précoce ou naturel et entrave le plus souvent le bon fonctionnement des réseaux de distribution d'eau potable (Royet *et al.*, 2016 ; Kravvari *et al.*, 2018 ; Boumelita *et al.*, 2018 ; Kourbasis *et al.*, 2020). Les conséquences de ce phénomène sur les réseaux d'eau sont multiples et se matérialisent le plus souvent par des ruptures de conduites ou casses, des fuites d'eau sur les conduites, et la baisse de la capacité hydraulique ou du niveau de performance des équipements (Jaumouillé, 2009 ; Mosetlhe *et al.*, 2018 ; Lee *et al.*, 2021 ; Mosetlhe, 2021). Ces dysfonctionnements sus cités provoquent une dégradation précoce et ou progressive de la qualité de l'eau des réseaux d'AEP. Les fuites et les erreurs de branchement ne sont sans conséquences sur le fonctionnement des réseaux

INTRODUCTION

d'AEP (Guilherme, 2011 ; Ayari & Chabaane, 2015 ; Vairagade *et al.*, 2015 ; Stavroula & kanakoudis, 2020 a). Les fissures observées sur les réseaux des conduites entraînent non seulement des d'importantes pertes d'eau mais aussi des pertes financières. Elles favorisent, en fonction de la taille, une entrée de corps étrangers au sein du réseau d'AEP pendant les périodes de chute de pression (Jaumouillé, 2009 ; Ettouhami, 2014 ; Husson *et al.*, 2022). L'entrée de corps étrangers et de contaminants au sein des réseaux a pour conséquence la coloration de l'eau et constitue ainsi un risque majeur d'atteinte ou de dégradation de la santé des consommateurs (Gençoğlu & Merzi, 2017).

En Côte d'Ivoire, la majeure partie des réseaux d'AEP des différentes villes est vieillissante et date généralement de l'année de première mise en service. La vétusté des réseaux d'AEP provoque des fuites et la coloration de l'eau au niveau du robinet du consommateur. Par ailleurs, les demandes en eau de plus en plus croissantes due à l'augmentation rapide de la population rendent les réseaux d'AEP de plus en plus insuffisants.

À Daloa, la coloration de l'eau au robinet du consommateur et les coupures d'eau sont très fréquentes. La sapidité de l'eau du réseau d'AEP emmène donc la population à se tourner vers des sources alternatives d'eau dont la qualité reste encore méconnue.

Dans un contexte marqué par le vieillissement des infrastructures d'AEP, l'extension de la ville et l'accroissement de la population, il s'avère nécessaire d'améliorer la performance des réseaux d'AEP et la qualité de l'eau fournie aux consommateurs. C'est dans cette optique que s'inscrit cette étude dont le thème est « **Modélisation et optimisation du fonctionnement du réseau d'adduction d'eau potable de la commune de Daloa (Centre Ouest de la Côte d'Ivoire)** ». L'objectif général de cette étude est d'élaborer un modèle de gestion du réseau d'AEP de la commune de Daloa. De manière spécifique, il s'agira de : (i) établir le bilan diagnostic du réseau d'AEP de la commune de Daloa ; (ii) modéliser le fonctionnement du réseau d'AEP de la commune de Daloa (iii) et optimiser le fonctionnement du réseau d'AEP de la commune de Daloa.

Ce travail s'articule autour huit (8) chapitres regroupés en trois parties :

- La première partie traite des généralités et se compose de trois chapitres (1, 2 et 3) ;
- La deuxième partie concerne le matériel et méthodes utilisés pour la réalisation de cette thèse. Elle se subdivise en deux chapitres (4 et 5) ;
- La troisième partie présente les résultats obtenus et la discussion qui en découle. Elle comprend trois chapitres (6, 7 et 8). Une conclusion faisant la synthèse des résultats obtenus, les recommandations et les perspectives termine cette étude.

A decorative graphic of a light gray scroll with a blue border. The scroll is unrolled in the center, with the text 'PARTIE I : GENERALITES' written on it in a dark blue serif font. The left and right edges of the scroll are rolled up, and there is a small gray tab on the right side.

PARTIE I : GENERALITES

Chapitre I : Cadre physique de la zone d'étude

Le premier chapitre est consacré à la description des différentes caractéristiques physiques de la commune de Daloa. Basée essentiellement sur la littérature, cette description permettra de situer géographiquement la commune de Daloa et d'en donner les caractéristiques physiques.

1.1. Situation géographique de la commune de Daloa

La commune de Daloa est la troisième grande ville de la Côte d'Ivoire et le chef-lieu de la région du Hautassandra. Elle est située au Centre Ouest entre 6°24 et 6°29 de longitude Ouest et entre 6°50 et 6°55 de latitude Nord. La superficie de la commune de Daloa est de 99,432 km² avec une population de 421 879 Habitants (Koukougnon, 2019 ; INS, 2021). La commune de Daloa est limitée au Nord par la localité de Vavoua, au Sud par la localité d'Issia, à l'Est, par les localités de Zuenoula et Bouaflé et à l'Ouest, par la Sous-Préfecture de Gboguhé (figure 1).

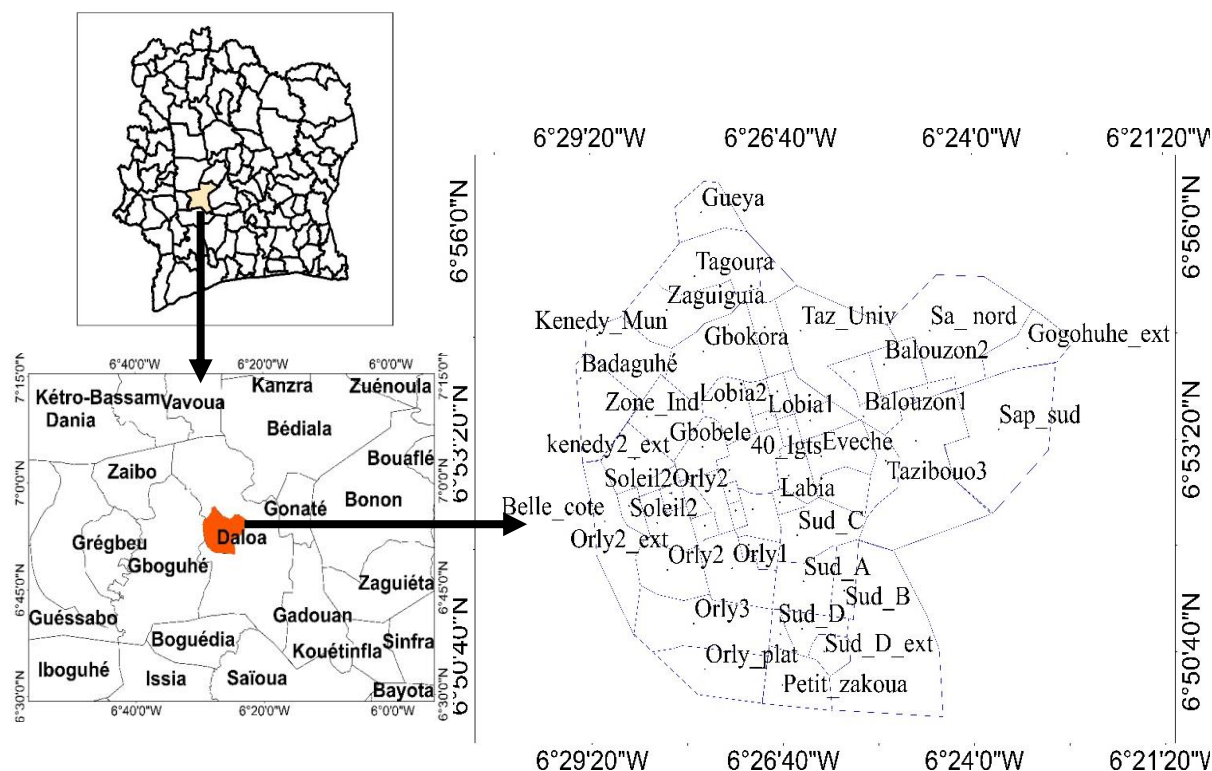


Figure 1 : Situation géographique de la commune de Daloa

1.2. Cadre climatique

La région du Hautassandra, à l'instar des autres régions de la Côte d'Ivoire est soumise au régime climatique Ouest-Africain caractérisé par l'action de deux masses d'air de natures différentes. Il s'agit de l'harmattan et la mousson. L'harmattan est marqué par un air chaud et sec, originaire du Sahara qui souffle du Nord-Est vers le Sud. La Mousson est caractérisée par

PARTIE I : GENERALITES

un vent froid et humide d'origine océanique circulant du Sud vers le Nord-Est. Ces deux masses d'air qui se différencient par leur humidité, sont séparées par le Front Inter Tropical (FIT). Les différents déplacements du FIT permettent de distinguer le régime tropical de transition ou climat attéen dans la commune de Daloa (Eldin, 1971). A Daloa, les saisons se répartissent entre une saison pluvieuse (SP) de Mars à Octobre et une saison sèche (SS) très marquée de Novembre à Février comportant quelques précipitations isolées (Ligban, 2009 ; Yao, 2015 ; Koffi, 2022 ; Kouadio, 2022). La moyenne interannuelle des précipitations enregistrées au niveau de cette station est de 1 227 mm sur la période 1986-2020. Quant à la température, les valeurs moyennes varient de 24 à 27 °C (Figure 2). La valeur moyenne enregistrée à la station de Daloa sur la période 1986-2020 est 25,8 °C. Les températures moyennes mensuelles pour la chronique 1986-2020, varient globalement de 24°C à 28°C. Les amplitudes pluviométriques annuelles de la station de Daloa, sur la période 1986-2020, oscillent entre 749 et 1506 mm avec une valeur moyenne annuelle d'environ 1305,5 mm. La plus forte valeur a été enregistrée en 1989 et la plus faible en 2020 (Kouadio, 2022).

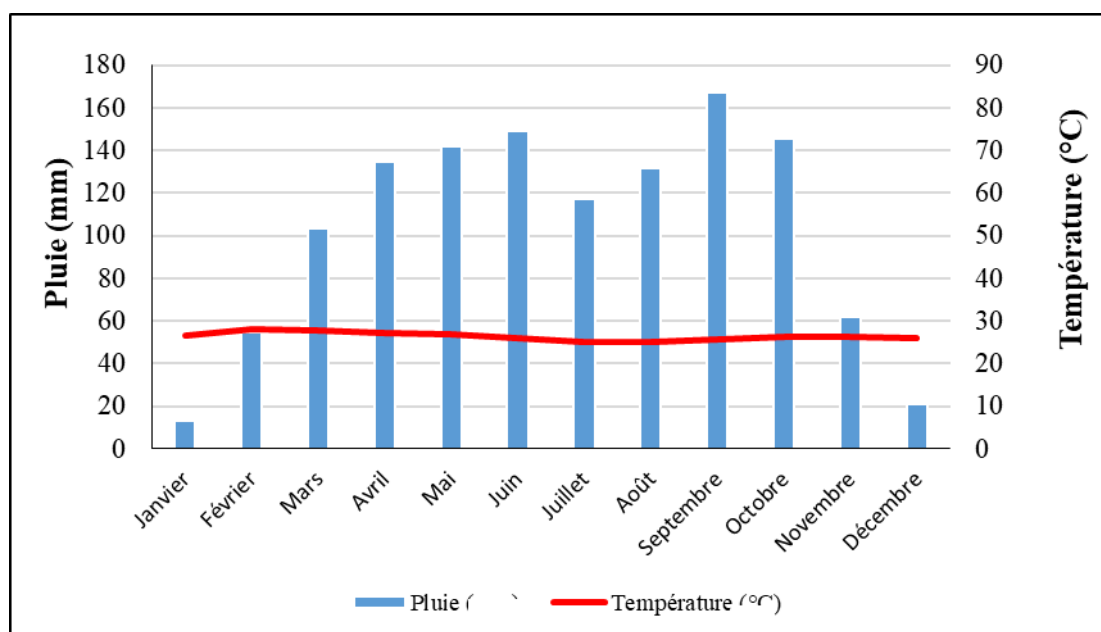


Figure 2 : Diagramme ombrothermique de la station de Daloa (1986-2020)

1.3. Relief

La Figure 3 montre que la commune de Daloa qui se trouve dans la partie Sud du bassin versant de la Lobo est caractérisée par des plaines. Elle est caractérisée par des plaines dont Les altitudes oscillent entre 220 et 300 mètres (Ligban 2009 ; Koukougnon, 2015 ; Yao, 2015 ; Koukougnon, 2019).

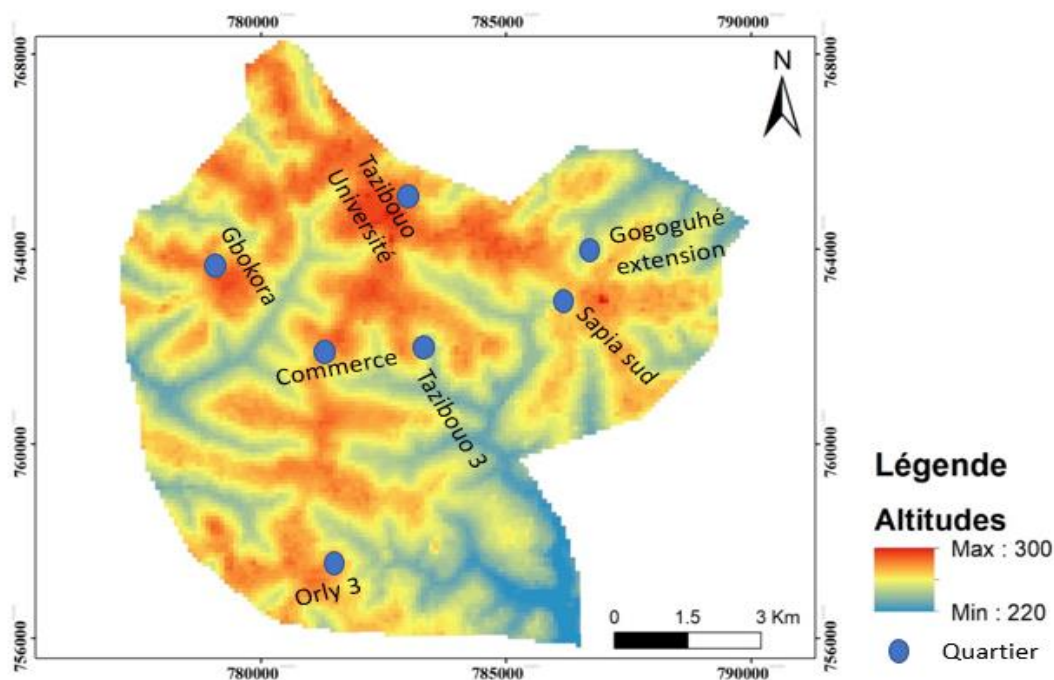


Figure 3 : Carte des altitudes de la commune de Daloa

1.4. Végétation

La commune de Daloa, située en zone entièrement forestière sempervirente, a une végétation homogène caractérisée par une forêt claire et humide contenant quelques espèces de bois rares. Daloa est aussi caractérisée par une diversité de ressources agricoles dont le café et le cacao et plus récemment l'hévéa et le palmier à huile. Sa situation en zone forestière lui procure une pluralité de ressources fauniques et floristiques. La richesse de sa végétation et son potentiel agricole ont fait de la commune un creuset d'accueil de la population immigrante (Ligban, 2009 ; Koukougnon, 2019).

1.5. Hydrographie

La ville de Daloa est située dans le grand bassin hydrographique du fleuve Sassandra avec pour affluent la rivière Lobo. Cet affluent draine une superficie de 12775 km² (Ligban, 2009 ; Yao, 2015 ; Koukougnon, 2019). Avec une orientation Nord-sud, la Lobo traverse les départements de Vavoua, Daloa et Issia avant de se jeter dans le fleuve Sassandra au niveau de la localité de Loboville. La commune de Daloa est traversée par plusieurs cours d'eau intermittents formant des bas-fonds au sein de la commune (Figure 4)

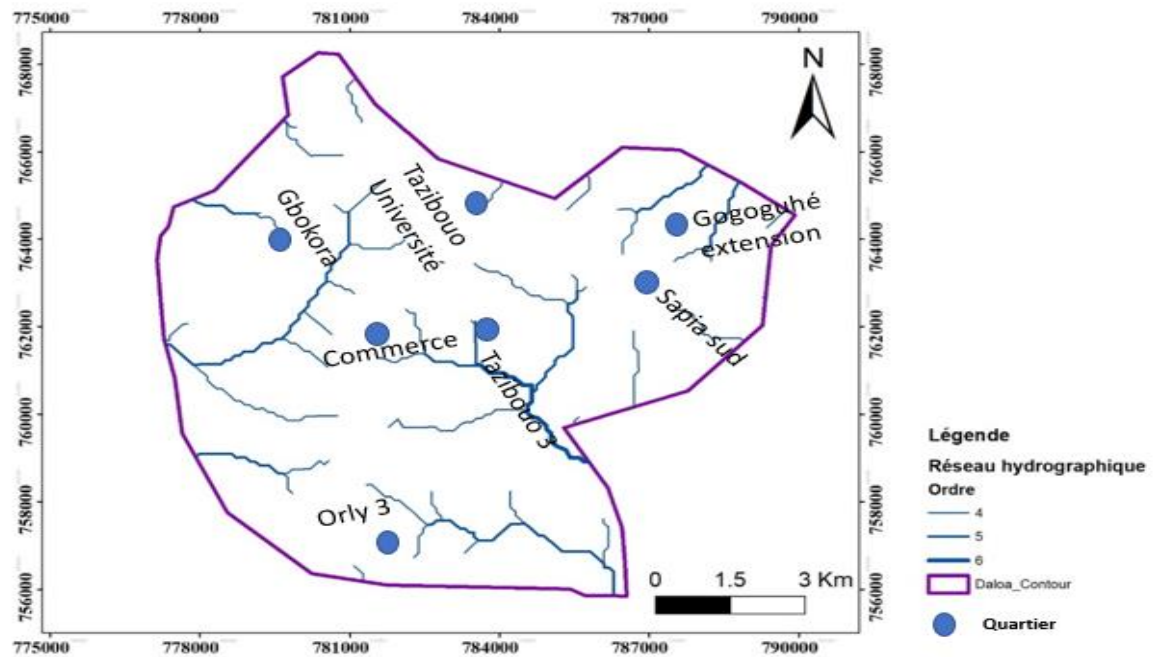


Figure 4 : Carte du réseau hydrographique de la commune de Daloa

1.6. Géologie et pédologie

La commune repose principalement sur des roches granitiques altérées. Cette couche mesure environ 20 mètres d'épaisseur et provient d'un vaste socle cristallin âgé de 1,5 à 2,3 milliards d'années. Ce socle cristallin donne naissance à des sols ferralitiques. Ces sols contiennent du fer et de l'aluminium sous forme d'oxydes et d'hydroxydes (Tahoux, 1995).

En général, ces sols sont caractérisés par des graviers en surface. L'altération des formations rocheuses entraîne la formation d'un recouvrement latéritique. Ce recouvrement a une épaisseur variable et est capté par les puits villageois. Le socle cristallin, situé un peu plus en profondeur, est capté par les forages (Lasm *et al.*, 2004 ; Ligban, 2009 ; Yao, 2015).

À côté des sols ferralitiques, on trouve également des sols hydromorphes dans les bas-fonds. Ces sols ont des caractéristiques physiques et chimiques qui leur confèrent une grande fertilité. Ils sont favorables à la culture de plusieurs denrées alimentaires, telles que le riz irrigué et les cultures maraîchères (Figure 5).

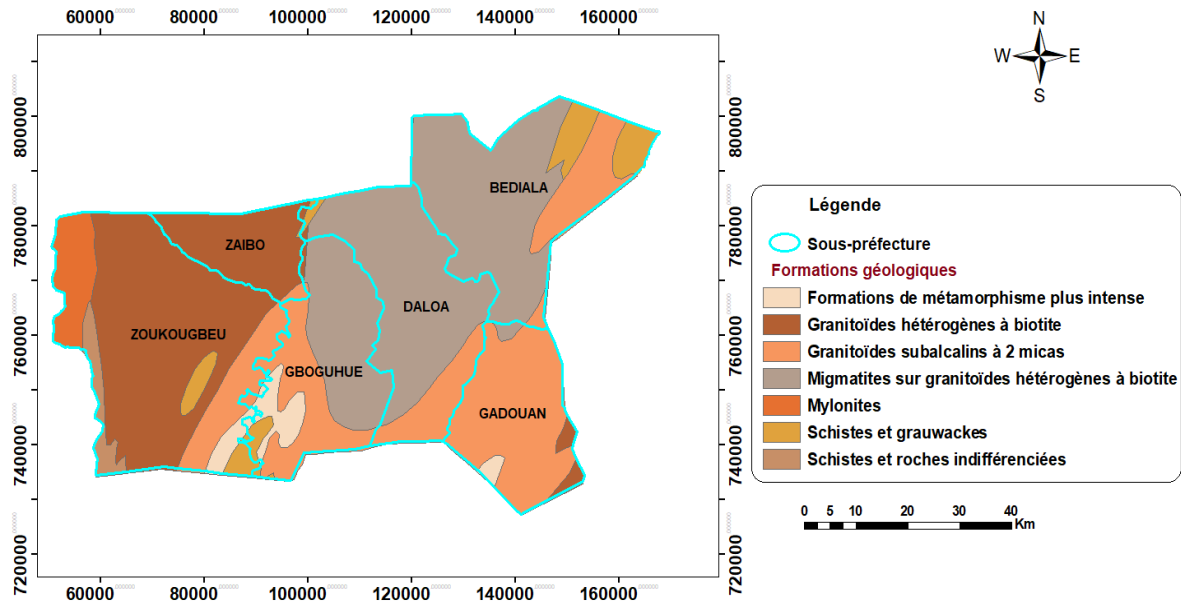


Figure 5: Carte des formations géologiques du département de Daloa (Delor, 1995)

1.7. Urbanisation de la Commune de Daloa

L'urbanisation de la commune de Daloa a commencé en 1929 avec l'établissement de son premier plan directeur d'urbanisme. Au départ, le développement concernait quatre villages : Lobia, Labia, Gbeuliville et Tazibouo. Ces villages se trouvent le long des pistes Nord-Sud et Est-Ouest. Aujourd'hui, Daloa connaît une urbanisation rapide. La ville compte 42 quartiers et 7 villages quartiers. Entre 1988 et 2014, le taux d'accroissement de la population a varié de 16,9 à 51,26 %. En 2018, la ville a atteint 95,7 % de sa superficie urbanisée (Brou *et al.*, 2005) (Figure 6).

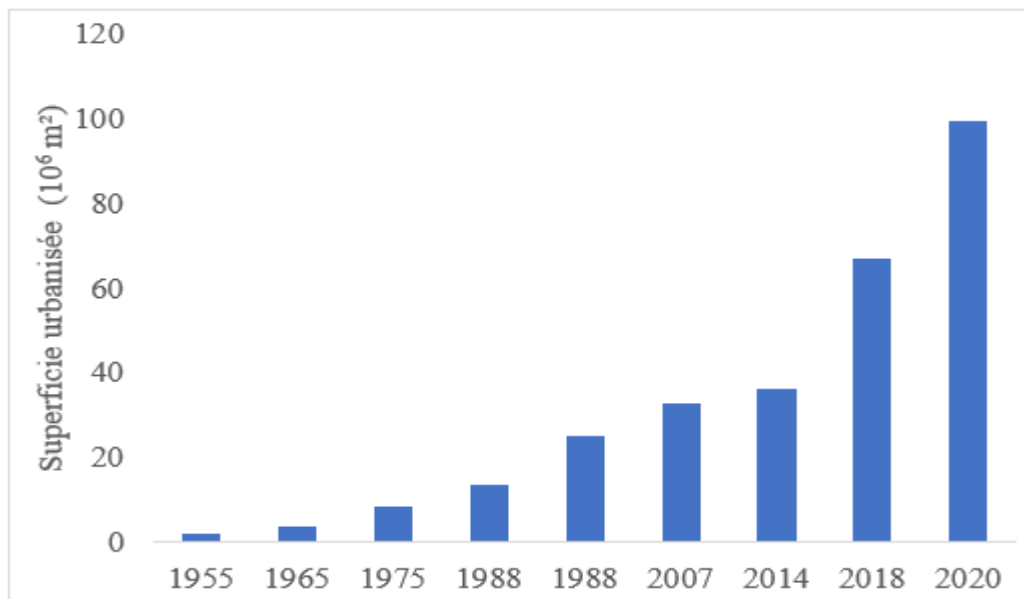


Figure 6 : Evolution de la Commune de Daloa

1.8. Contexte socio-économique

1.8.1. Population

Dans les décennies 1960-1980, les vastes mouvements de colonisation foncière ont favorisé une croissance démographique rapide dans la région (Brou, 2005). La population de la ville est estimée à environ 421 879 habitants (INS, 2021). Cette population est composée majoritairement d'autochtones (Bété, Niamboua et Gouro), d'allogènes (Baoulé, Sénoufo, Malinké) et des populations de la CEDEAO ainsi qu'une communauté libanaise assez importante.

1.8.2. Activités économiques

La ville de Daloa se trouve dans la zone agricole la plus productive du pays et bénéficie d'infrastructures routières permettant un trafic régulier de produits vivriers (Ligban, 2009 ; Yao, 2015 ; Koukougnon, 2019). Les activités économiques sont très peu diversifiées. Elles sont essentiellement basées sur l'agriculture qui constitue la principale activité génératrice de revenu des populations. C'est une agriculture extensive, pluviale et manuelle, qui compense ses faiblesses par la conquête permanente de terres nouvelles (Noufou, 1998). Elle est peu modernisée. Le système agricole au départ extensif, évolue aujourd'hui vers une agriculture beaucoup plus intensive du fait de la raréfaction des terres cultivables (Brou, 2005). Les cultures pratiquées sont : l'hévéa (Figure 7 A), le cacao (Figure 7 B), le palmier à huile (Figure 7 D), le riz irrigué (Figure 7 C), etc. Le commerce y est développé et l'on y dénombre plusieurs établissements bancaires, hôteliers et scolaires ainsi que des restaurants et centres de santé publics et privés. Le secteur du transport de la ville est très prisé (présence de plusieurs gares et compagnies de transport). L'élevage constitue l'une des activités de revenu du secteur économique de la zone d'étude. Le cheptel se compose de bovins, d'ovins et de porcins ; la pisciculture et l'apiculture sont également pratiquées.

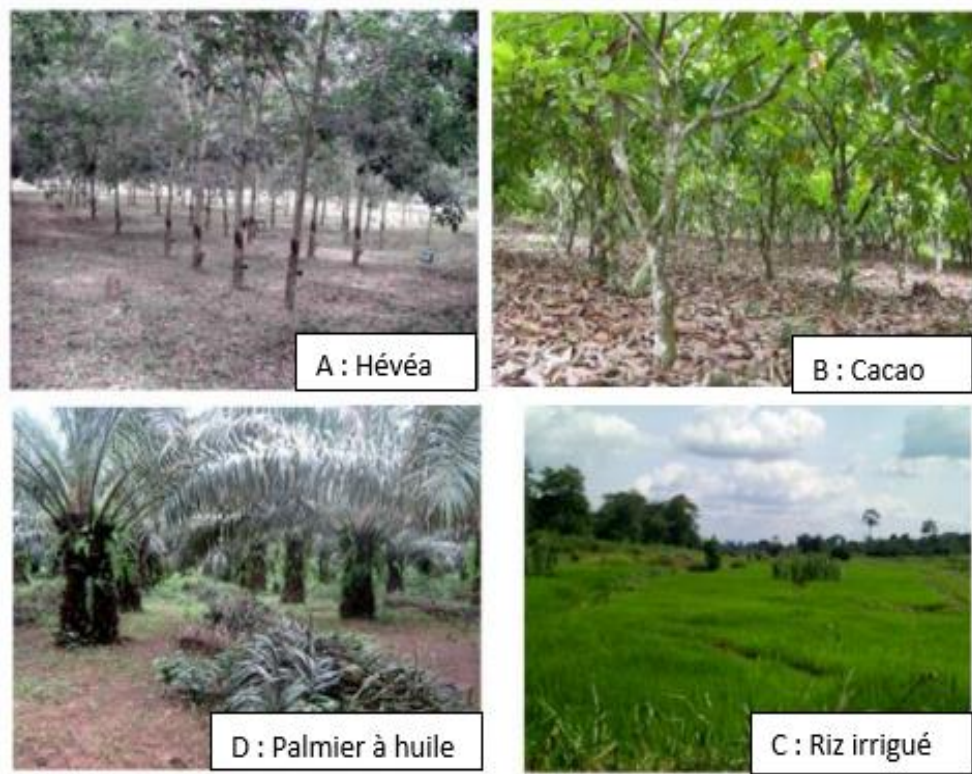


Figure 7: Cultures pratiquées dans la commune de Daloa

Conclusion partielle

La commune de Daloa se trouve dans la partie sud du bassin versant de la Lobo. Elle est composée de plaines avec des altitudes variant de 220 à 300 mètres. Le climat de la région est de type équatorial de transition atténué. Il se caractérise par deux saisons : la saison des pluies, qui s'étend de mars à octobre, avec un ralentissement des précipitations en juillet et août, et la saison sèche, de décembre à février, où l'on observe quelques pluies isolées.

Daloa est traversée par plusieurs cours d'eau intermittents, créant des bas-fonds dans la commune. La rivière Lobo est la seule source d'approvisionnement en eau potable pour le réseau d'AEP de la commune. Ce chapitre a présenté le cadre physique de la zone d'étude. Le chapitre suivant abordera les systèmes d'approvisionnement en eau potable.

Chapitre 2 : Généralités sur les systèmes d’approvisionnement en eau potable

2.1. Définitions

2.1.1. Eau potable

L’eau potable est une eau qui ne contient pas d’agents pathogènes. Concernant les agents chimiques, leurs concentrations ne doivent nuire à la santé de l’homme (Essoyeke, 2014 ; Goyal & Patel, 2014 ; Stavroula & Kanakoudis, 2018 ; Agudelo-Vera *et al.*, 2020 ; Giudicianni *et al.*, 2022;). Cela inclut les eaux de surface traitées et les eaux souterraines, mais non contaminées, comme les sources d’eau, les forages et les puits. Les eaux de surface doivent être considérées comme potables si la qualité respecte les valeurs guides de l’Organisation Mondiale de la Santé (OMS, 2017 ; Kouadio, 2021).

2.1.2. Gestion de l’eau potable

La gestion de l’eau potable est l’ensemble d’activités menées ou d’actions programmées dont la finalité est de rendre une eau consommable conformément aux normes établies (Boutebba *et al.*, 2014 ; Werey *et al.*, 2017 ; Werey *et al.*, 2018 ; Hountondji & Codo, 2019 ; Husson *et al.*, 2021 ; Tchougourou, 2022). Les programmes doivent être suivis et comparés afin de réviser et adapter les écarts, d’une part entre les effets obtenus et prévus et d’autre part, entre les actions effectuées et à venir (Kanakoudis *et al.*, 2015 ; Husson *et al.*, 2018 ; Nirsimloo *et al.*, 2018 ; Rulleau *et al.*, 2020).

2.1.3. Système d’approvisionnement en eau potable

Un système d’approvisionnement en eau potable est un ensemble d’opérations visant à mobiliser une ressource en eau (eau de surface, eau météorique ou eau souterraine), la rendre potable à la consommation humaine et l’acheminer vers les différents points de consommation (Figure 8).

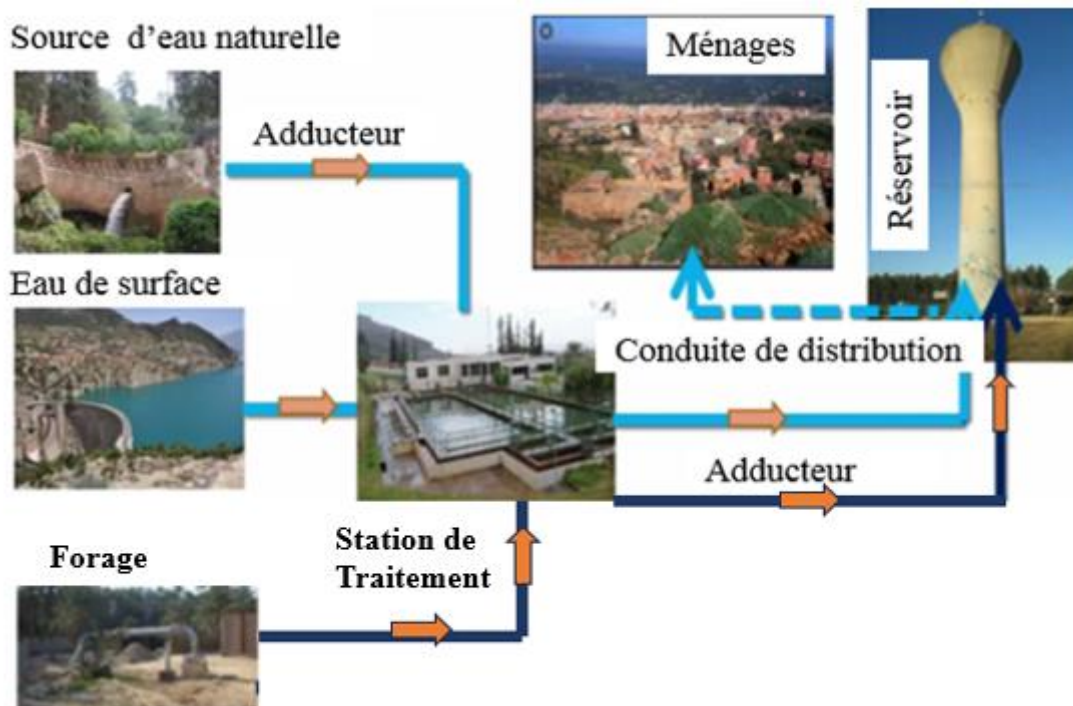


Figure 8 : Système d'approvisionnement en eau potable

2.2. Composition d'un système d'approvisionnement en eau potable

Un système d'approvisionnement en eau potable est constitué d'une source d'alimentation en eau potable, d'une station de traitement d'eau potable, d'un réseau d'adduction d'eau potable et un réseau de distribution d'eau potable.

2.2.1 Source d'approvisionnement en eau potable

Une source d'approvisionnement en eau potable est le lieu de la mobilisation de la ressource en eau destinée à la consommation. Elle peut être d'origine surfacique (océan, mer, rivière, fleuve, glace, lac), d'origine souterraine (puits, forages, sources) ou d'origine météorologique (pluie) ayant les caractéristiques microbiologiques nécessaires destinées à la boisson (Aziz *et al.*, 2014 ; Koukougnon & Alloko-N'guessan, 2015 ; Kakoutouli *et al.*, 2019).

2.2.2 Station de traitement d'eau potable

Une station de traitement d'eau potable est un ensemble d'unités de traitement classique et /ou compact destiné(es) à réaliser un traitement physicochimique de l'eau destinée à la consommation et à son conditionnement final (conformément aux normes en vigueur) avant sa consommation (Barbier, 2015 ; Kangombe, 2023).

2.3. Traitement de l'eau potable

Le traitement de l'eau potable est un procédé ou un ensemble d'actions permettant de rendre consommable les eaux impropres à la consommation humaines conformément aux guides directives établies par l'Organisation des Nations Unies (ONU) et ou par rapport à d'autres

PARTIE I : GENERALITES

réglementations établies dans le domaine (Koukougnon, 2016 ; Giudicianni *et al.*, 2018 ; Bello *et al.*, 2019 ; Ciaponi *et al.*, 2019 ; Ricca *et al.*, 2019 ; Nikolopoulos *et al.*, 2021).

C'est un ensemble de procédés mis en place selon le type et la qualité de l'eau brute à traiter dans le but de l'utiliser sans aucun danger dans le domaine considéré (Merbouh *et al.*, 2020 ; Mangoua-Allali *et al.*, 2021). Les différentes opérations à mener pour la potabilisation de l'eau varient en fonction de nature de l'eau brute. La composition exacte de la filière de traitement d'eau potable varie par conséquent en fonction de la nature de l'eau brute (Oumar *et al.*, 2017 ; Li & Mitch, 2018 ; Kouadio, 2021). Ainsi, le traitement des eaux de surface nécessite plus d'étapes par rapport aux eaux souterraines parce qu'elles sont plus exposées à la pollution anthropique et naturelle (Kouamé, 2021). Il existe plusieurs filières de traitement des eaux dont la filière classique composée des grandes étapes suivantes : prétraitement, la clarification, la désinfection et la neutralisation (Kouamé *et al.*, 2021).

- **Prétraitements**

Le prétraitement de l'eau de consommation humaine comprend le dégrillage et le tamisage. Toutefois, l'eau peut passer sur un filtre à charbon actif avant l'étape de l'aération et/ou l'aération et la préoxydation. Le dégrillage est un procédé mécanique permettant de protéger les ouvrages situés en aval contre l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation. L'entrée de la tour de prise est munie d'une grille et la pompe, d'une crépine qui permettent de débarrasser l'eau brute des éléments grossiers (déchets solides de dimension supérieure à 3 mm) claire (Gomis & Thior, 2020).

Le tamisage est également un procédé mécanique appliqué contre les particules encore plus fines (dimension supérieure à 0,3 mm) (Gomis & Thior, 2020 ; Tabellenkou *et al.*, 2022). On dispose des filtres à tamis dans la canalisation transportant l'eau brute à la station pour éliminer les grains de sables ou les particules de taille semblable.

- ✓ **Adsorption sur charbon actif**

Le charbon actif se présente sous forme de poudre noire pulvérulente (CAP) ou sous forme de grains noirs (CAG). Le charbon actif permet d'améliorer les caractéristiques organoleptiques (goût, odeur, couleur, turbidité) et d'éliminer les polluants organiques (pesticides) dans l'eau brute par adsorption. Le CAP est mélangé avec l'eau brute avant sédimentation comme suspension aqueuse avec un taux moyen de 20 g/m³ d'eau (Jovanovic *et al.*, 2020 ; Ntalani *et al.*, 2020). Quant au CAG, il est introduit dans des filtres gravitaires ou fermés sous pression avant l'étape de la désinfection.

✓ **Préoxydation**

Elle consiste à éliminer une partie des composés organiques (azote, phosphore...) et minéraux (Fe, Mn, NH_4), responsable de la couleur, des odeurs, des goûts désagréables (Kassi *et al.*, 2023). Les produits utilisés sont soit l'ozone, le bioxyde de chlore (ClO_2) ou l'hypochlorite de calcium ou de sodium.

✓ **Aération**

L'aération est un procédé qui permet d'augmenter la teneur en oxygène de l'eau et réduire celle de dioxyde de carbone. C'est aussi un procédé d'oxydation physico-chimique car il met en jeu des phénomènes physiques de transfert d'air (d'oxygène) dans l'eau et éventuellement des réactions chimiques d'oxydation. Elle permet d'éliminer les mauvaises saveurs dues à la présence de gaz initialement dissous dans l'eau tels que l'hydrogène sulfureux (H_2S), l'ammoniac (NH_3), etc., (Merbouh *et al.*, 2020 ; Tabellenkou *et al.*, 2022). Ou certains composés organiques volatils (toluène, éthylbenzène). Elle permet d'oxyder certains composés chimiques dissous tels que le fer, le manganèse en les transformant en hydrates d'oxyde ferrique et manganiques pour les rendre séparables par précipitation. L'aération s'effectue couramment par ruissellement ou projection de l'eau dans l'air : par cascades, pulvérisation, aérateurs rotatifs, tours de contact, mécaniques.

• **Clarification**

C'est l'ensemble des traitements destinés à éliminer les matières en suspension (MES) et les particules colloïdales susceptibles de conférer à l'eau une mauvaise couleur, odeur et un goût désagréable. Elle se décompose en plusieurs sous-étapes : la coagulation-floculation, la décantation, la filtration. Son objectif est de rendre l'eau claire (Ntalani *et al.*, 2020 ; Sangaré *et al.*, 2022).

- Les procédés de coagulation-floculation ont pour objectif d'agglomérer les matières en suspension et les colloïdes qui n'ont pu être éliminés par le prétraitement de sorte à permettre leur élimination dans les étapes ultérieures de séparation solide-liquide (Gomis & Thior, 2020 ; Merbouh *et al.*, 2020). Elle permet de aussi la destruction des charges électriques négatives portées par les particules en suspension et les matières colloïdales dans l'eau grâce à l'apport d'un produit chimique chargé positivement (Ntalani *et al.*, 2020 ; Sangaré *et al.*, 2022). Les coagulants utilisés sont : sels de fer (chlorure ferrique ($\text{FeCl}_3, 6\text{H}_2\text{O}$)) ; les sulfates ferriques ($\text{Fe}(\text{SO}_4)_3, 9\text{H}_2\text{O}$) ; le sulfate d'alumine $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3, 18\text{H}_2\text{O}$; l'aluminate de sodium (NaAlO_3) ou le polychlorure d'aluminium de formule $\text{Aln}(\text{OH})$

mCl₃n-m). Le mélange de charges opposées créées en présence du coagulant conduit spontanément à la floculation qui a pour objet de réaliser le mûrissement et l'alourdissement des floes qui se déposent au fond du bassin de décantation (Yao *et al.*, 2013 ; Merbouh *et al.*, 2020 ; Jovanovic *et al.*, 2020 ; Kassi *et al.*, 2023).

- La filtration est un procédé physique qui permet de retenir les particules en suspension qui n'ont pas été éliminées lors de l'étape précédente. Elle peut être réalisée sur plusieurs matériaux dont le sable, une membrane, etc. Ce procédé peut être toutefois situé directement après une coagulation (cas des eaux souterraines karstiques) ou après une préoxydation (cas des eaux de surface contenant du fer, du manganèse ou de l'arsenic) (Yao *et al.*, 2013 ; Jovanovic *et al.*, 2020).

- **Désinfection**

Elle consiste à détruire l'ensemble des micro-organismes pathogènes. Le traitement physique utilise les rayons ultraviolets et le traitement chimique utilise les produits tels que le chlore et ses composés (bioxyde de chlore, hypochlorite de calcium ou sodum...), le permanganate de potassium (Blé *et al.*, 2021 ; Mangoua-Allali *et al.*, 2021).

- **Neutralisation**

Elle vise à corriger le pH de l'eau pour l'amener à l'équilibre calco-carbonique. Le produit utilisé est l'hydroxyde de calcium (Ca(OH)₂) appelé aussi chaux éteinte. L'eau après avoir subi les étapes précédentes de traitement devient un peu plus acide ; il faut donc la neutraliser. Cette opération consiste donc à relever le pH de l'eau et aussi à protéger les canalisations et les appareils électroménagers en métal de la rouille contre la formation de dépôt (Tsitsifli *et al.*, 2017 ; Ciaponi *et al.*, 2019 ; Jovanovic *et al.*, 2020 ; Blé *et al.*, 2021). Le taux de chaux se détermine à partir de l'essai au marbre.

2.4. Réseau d'approvisionnement en eau potable

Il est constitué d'un réseau d'adduction destiné à acheminer l'eau traitée depuis la station ou l'usine de traitement d'eau potable jusqu'au réservoir de stockage et d'un réseau de distribution d'eau potable permet d'acheminer l'eau traité depuis le réservoir de stockage jusqu'au robinet du consommateur (Abdelbaki, 2014 ; Essoyeke & Musandji, 2015 ; Vairagade *et al.*, 2015 ; Kulat & Gupta, 2018). Le réseau d'eau potable est généralement composé d'accessoires du réseau et d'un ensemble de conduites reliées entre elles , formant une série de nœuds et de mailles. Les accessoires du réseau permettent une bonne exploitation et un bon entretien de ce dernier. Ils sont constitués de vannes (arrêt d'eau), les ventouses

PARTIE I : GENERALITES

(évacuation de l'air), les vidanges (purge du réseau), les régulateurs (de pression, débit ou niveau d'eau), les poteaux d'incendie, les bornes de puisage (Figure 9).



Figure 9 : Equipements d'un réseau d'AEP

2.4.1. Classification des réseaux d'AEP

2.4.1.1. Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre, allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. Fréquemment utilisé dans les petites agglomérations, il est constitué de telle sorte que l'écoulement s'effectue dans un seul sens, de l'amont vers l'aval dans les conditions normales de fonctionnement (Nafissa, 2018). Dans le réseau ramifié, les conduites ne permettent aucune alimentation en retour (Figure 10).

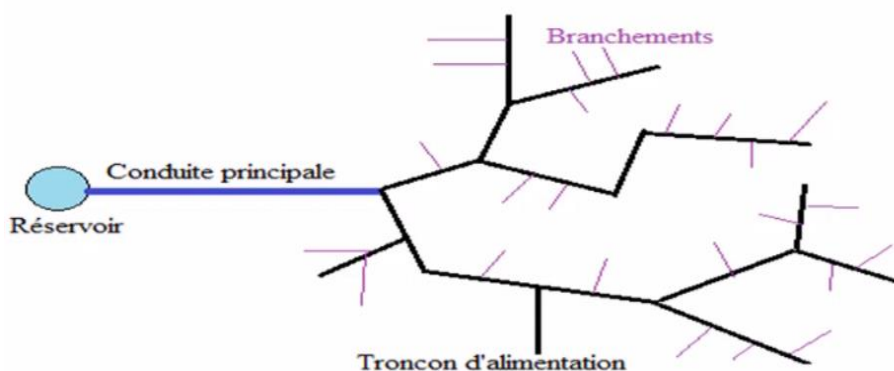


Figure 10 : Schémas d'un réseau ramifié

2.4.1.2. Réseau maillé ou bouclé

Un réseau maillé est ensemble de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles (Figure 11). Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande en eau (Harrouz *et al.*, 2017 ; Gnamba *et al.*, 2020). Le réseau maillé permet une alimentation en retour. Bien qu'il soit plus onéreux dans sa mise en œuvre, Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, il présente une solution plus adéquate grâce à sa sécurité et sa souplesse d'utilisation.

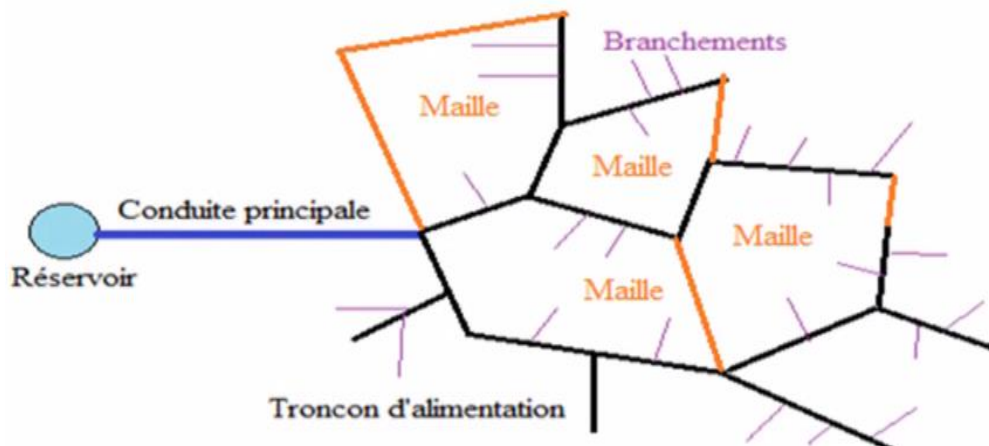


Figure 11 : Schémas d'un réseau maillé ou bouclé

2.4.1.3. Réseau mixte

Un réseau mixte est un réseau qui présente à la fois des mailles et des ramifications aux extrémités. Il a l'avantage d'avoir un coût de réalisation moins élevé du fait de la réduction des pièces spéciales (Té, vannes) utilisées au niveau des intersections (Figure 12).

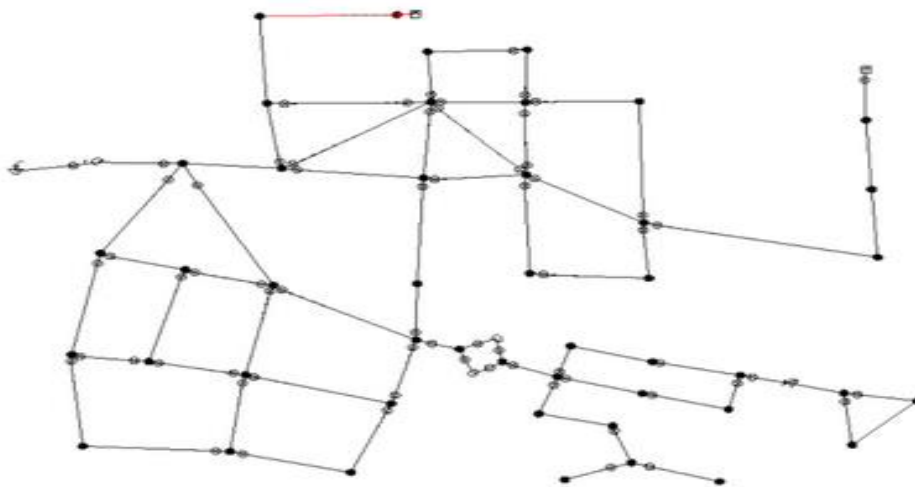


Figure 12 : Réseau mixte

2.4.2. Avantages et inconvénients des réseaux de distribution

2.4.2.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié est économiquement avantageux compte tenu du fait que le linéaire total du réseau est composé de moins de conduites. Cependant, en cas de rupture de conduite en un point, il n'offre pas une sécurité de distribution en privant d'eau tous les abonnés situés en aval du point de rupture (Figure 13).

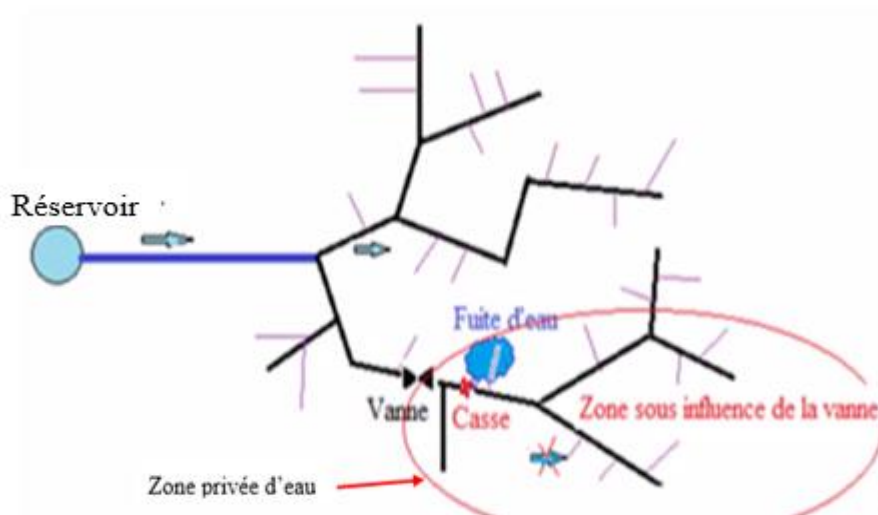


Figure 13 : Fuite sur un réseau ramifié

2.4.2.2. Réseau maillé

Il offre une sécurité d'alimentation en eau potable en cas de rupture, fuite ou casse de conduites à la population desservie. Cependant, il a un coût relativement élevé du fait que le linéaire total du réseau est composé de plus de conduites et d'accessoires (Figure 14).



Figure 14 : Fuite sur un réseau maillé ou bouclé

2.5. Système d'Approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa

La ville de Daloa est alimentée en eau potable à partir d'un seuil réalisé sur la rivière Lobo, un affluent du fleuve Sassandra. Le système d'AEP de la commune de Daloa est composé d'une station de production, une station de traitement, un réseau d'adduction, et un réseau de distribution. Les installations de production et de traitement sont installées respectivement à 26 et 25 km au Nord-Ouest de la ville de Daloa, sur l'axe Daloa – Zahibo dans un village dénommé Château.

2.5.1. Station de production d'eau potable

2.5.1.1. Source d'approvisionnement en eau potable

La rivière Lobo est la source d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa. Elle est un affluent du fleuve Sassandra (Figure 15).



Figure 15 : Source d'AEP de la commune de Daloa

Cet affluent draine une superficie de 12 775 km² avec un périmètre de 580 km et une faible pente de 0,65 %. Cette rivière prend sa source dans la localité de Séguéla à une altitude de 340 m. Avec une orientation Nord-Sud, la Lobo traverse les départements de Vavoua, Daloa et Issia avant de se jeter dans le fleuve Sassandra dans la localité de Loboville (Koukougnon, 2012) (Figure 16).

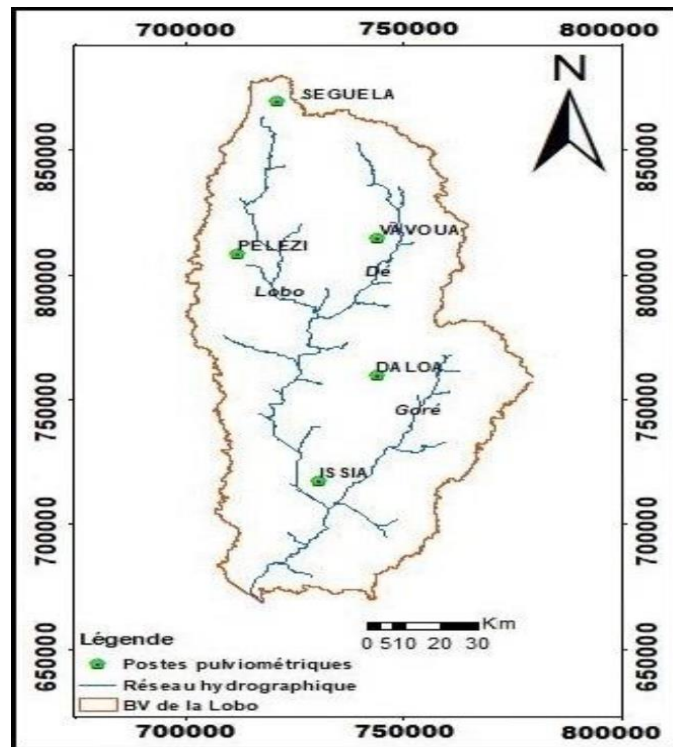


Figure 16 : Réseau hydrographique du bassin versant de la Lobo (Koffi, 2022)

2.5.1.2. La station de pompage

La station de pompage est située à 1 km de la STEP et à 26 km de la ville de Daloa sur l'axe Daloa- Zahibo. Elle est composée du point de captage, des conduites de pompage, d'une salle de commande, des conduites de transfert d'eau brute et de citernes anti béliers (Figure 17).



Figure 17 : Station de pompage du système d'AEP de la commune de Daloa

2.5.1.3. Conduites de pompage d'eau brute

Le captage de l'eau brute pour la consommation sur la rivière Lobo est réalisé après l'aménagement d'un seuil sous le pont de la rivière Lobo en 1967. Les deux conduites d'aspiration hydromobile en acier de diamètre 800 mm sont plongées dans la retenue à une

profondeur de 4,5 à 5 m. Ces deux conduites reliées à un flotteur, pompent l'eau depuis la prise jusqu'à la salle de commande. Le flotteur situé à l'extrémité des deux conduites dans le plan d'eau oscille avec la variation du niveau de l'eau dans la retenue tout en empêchant les conduites de prélever l'eau dans la vase. Il permet aussi le décolmatage des mailles des filtres installés au bout des conduites à travers un apport considérable d'air au niveau des filtres. Les conduites d'aspiration acheminent l'eau brute vers les unités de traitement de l'usine de production d'eau potable. (Figure 18).



Pompage sur la rivière Lobo



Système de Pompage Hydromobil

Figure 18 : Pompage d'eau brute sur la rivière Lobo

2.5.1.4. Salle de commande

La salle de commande est composée d'une armoire électrique, d'un compresseur d'air et une partie des conduites de transfert (Figure 19). L'armoire électrique permet d'assurer le fonctionnement des pompes et du compresseur, le captage de l'eau et son transfert vers la STEP. Le compresseur permet d'apporter une quantité importante d'air au niveau du flotteur pour décolmater les filtres ou crépines installés aux extrémités des conduites. Les conduites de transfert permettent le transport de l'eau brute depuis la salle de commande jusqu'à l'usine de traitement.



Armoire électrique



Mât de transfert des conduites d'aspiration



Conduite de sortie de la salle de commande



Compresseur d'air

Figure 19 : Salle de commande de la station de pompage d'eau brute

2.5.1.5. Conduites de transfert

À la sortie de la salle de commande deux conduites en fonte de diamètre 500 et 300 mm transportent respectivement l'eau au niveau de la station modulaire et des stations classiques 1 et 2 (Figure 20).



Figure 20 : Conduites d'adduction d'eau brute

2.5.1.6. Citernes ou bombonnes anti Béliér

Deux citernes ou bombonnes « anti béliér », sont disposées de part et d'autre de la salle de commande. Elles ont pour rôle d'amortir les chocs électriques pouvant survenir au niveau des deux conduites pendant les moments de coupure d'électricité afin d'éviter l'endommagement des installations (Figure 21).



Figure 21 : Citerne anti béliér

2.5.2. Station ou usine de traitement d'eau potable

L'usine de traitement comprend en son sein deux (2) unités de traitement classique 1 et 2 ; trois (3) nouvelles Unités Classiques Démontables (UCD) ayant chacune une capacité de traitement de $100 \text{ m}^3/\text{h}$; 3 bâches de reprise de capacité 100 m^3 , 400 m^3 et 500 m^3 et deux (2) salles de préparation de produits. En exploitation, le débit total d'exhaure des deux pompes est $407 \text{ m}^3/\text{h}$. Le débit d'exploitation de la station compacte est de $153 \text{ m}^3/\text{h}$ et celui de la station classique est de $254 \text{ m}^3/\text{h}$. L'usine produit entre 8000 et 8500 m^3 d'eau traitée par jour.

2.6. Fonctionnement de l'usine de traitement

2.6.1. Station modulaire ou station compacte ou INCLAM

Mise en service en 2012 pour le compte du programme présidentiel d'urgence (PPU), la station modulaire compacte de marque INCLAM a un débit nominal de $360 \text{ m}^3/\text{h}$. Cette station est sous exploitée à un débit de $180 \text{ m}^3/\text{h}$ parce que moins adaptée au traitement des eaux de surface très chargées. Cette unité de traitement est composée de 2 sous unités de traitement comportant chacune 3 bombonnes et 4 filtres (Figure 22).



Figure 22 : Station modulaire compacte

Les bombonnes ont une capacité de 30 m^3 , 2,5 m de diamètre et 6,5 m de hauteur. Ces bombonnes sont le lieu de préoxydation de l'eau brute et de la formation des floccs. Des solutions de sulfates d'alumine et d'hypochlorite de sodium sont ajoutées dans le but d'éliminer le fer, le manganèse et la couleur des algues contenus dans l'eau brute ainsi les particules colloïdales très fines ou Matières En Suspension (MES). Les MES chargées négativement s'agglutinent autour des ions Al^{3+} pour former des floccs qui se déposent lentement sous l'effet de leur masse. L'eau devenue moins chargée en MES est filtrée au niveau des 4 filtres de chaque sous-unité.

2.6.2. Bâche de stockage d'eau traitée

L'eau recueillie des filtres est ensuite acheminée vers une bâche de stockage d'eau traitée de capacité $500 \text{ m}^3/\text{h}$ et sera ensuite acheminée vers le réservoir. La bâche de reprise est équipée de 2 pompes de reprise qui refoulent l'eau à un débit de $475 \text{ m}^3/\text{h}$ avec une hauteur Manométrique Totale (HMT) de 160 m et d'une citerne anti bélier permettant d'amortir les chocs pendant les phénomènes de retour d'eau (Figure 23).



Figure 23 : La bache de reprise

Dans la salle de reprise, se trouvent deux pompes de reprise qui acheminent l'eau de la bache vers le réservoir d'eau de Daloa. Ces pompes refoulent l'eau à un débit de $467 \text{ m}^3/\text{h}$ pour une Hauteur Manométrique Totale (HMT) de 160 m avec une pression de sortie égale à 8,5 bars.

2.6.3. Unités de traitement Classiques 1 et 2

Créées en 1967, et en 1976 les anciennes unités de traitement sont composées de quatre compartiments chacune (Figure 24). L'unité classique 1 qui est la plus ancienne, créée en 1967 est exploitée à un débit de $100 \text{ m}^3/\text{h}$. L'unité classique 2 créée en 1977 pour augmenter la production a un débit de $154 \text{ m}^3/\text{h}$.



Figure 24: Unité classiques 1

PARTIE I : GENERALITES

L'eau brute provenant de la station arrive dans la vasque d'arrivée d'eau brute ou l'on injecte à la fois le sulfate d'alumine et l'hypochlorite de calcium respectivement à $87,5 \text{ g/m}^3$ et 20 g/m^3 (Figure 25).



Figure 25 : Injection du chlore et du sulfate d'alumine dans la vasque d'arrivée d'eau brute

L'eau chargée en produits chimiques arrive au niveau du répartiteur pour être distribuée aux deux unités de traitement classique pour suivre son parcours (Figure 26).



Figure 26 : Distribution de l'eau dans le répartiteur

Après son passage dans le répartiteur, l'eau arrive au niveau du bassin de décantation pour subir l'étape de la clarification. Il faut aussi noter pour que l'eau floccule, le pH doit être compris entre 6,5 et 8,5. La formation des floccs se réalise dans le flocculateur et un agitateur agite très lentement l'eau afin de ne pas les casser. Au niveau du décanteur, les floccs formés vont descendre à l'aide d'une vanne et le surnageant devenu clair, passe dans le filtre. Dans le

filtre, l'eau passe à travers une épaisseur de sable de (0,8 à 1m) pour piéger les floccs qui ont pu échapper à la décantation.

2.6.4. Unités Classiques Démontables (UCD)

Mis en service en 2022, les UCD, au nombre de trois, ont été mis en place pour palier à la pénurie d'eau au sein du réseau d'AEP de la commune de Daloa. Prévus pour traiter chacun un débit de 100 m³/h, ils ne sont exploités qu'à un débit d'eau 240 m³/h, soit 80 m³/h chacun (Figure 27)



Figure 27 : Unité Classique Démontable ou DEGREMONT

2.6.5. Réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa

Selon Bennis (2007), la mission essentielle d'un réseau d'eau potable est de garantir une desserte satisfaisante de tous les usagers sur les plans qualitatif, et quantitatif sans interruption de service. La qualité de l'eau ne doit pas nuire à la santé du consommateur. Elle doit être conforme aux normes de qualité et aux réglementations sanitaires relatives à ce domaine. Sur le plan quantitatif, l'utilisateur doit disposer d'une quantité d'eau suffisante pour couvrir ses besoins. Quant à la continuité de service, la distribution doit être assurée 24 heures sur 24 avec le minimum d'interruptions possibles et une pression, ni trop forte ni trop faible pour garantir un confort d'utilisation à l'utilisateur. Le réseau D'AEP de la commune de Daloa est un réseau mixte. Il est majoritairement maillé et possède quelques ramifications aux extrémités.

2.6.6. Réseau d'adduction d'eau potable de la commune de Daloa

Le réseau d'adduction d'eau potable de la commune de Daloa prend sa source à 25 km de la commune de Daloa sur l'axe Daloa Zahibo. Essentiellement composé de deux conduites en fonte ductile de diamètres 500 et 300 mm de diamètre, il a un linéaire total de 26 km (Figure 28).

PARTIE I : GENERALITES

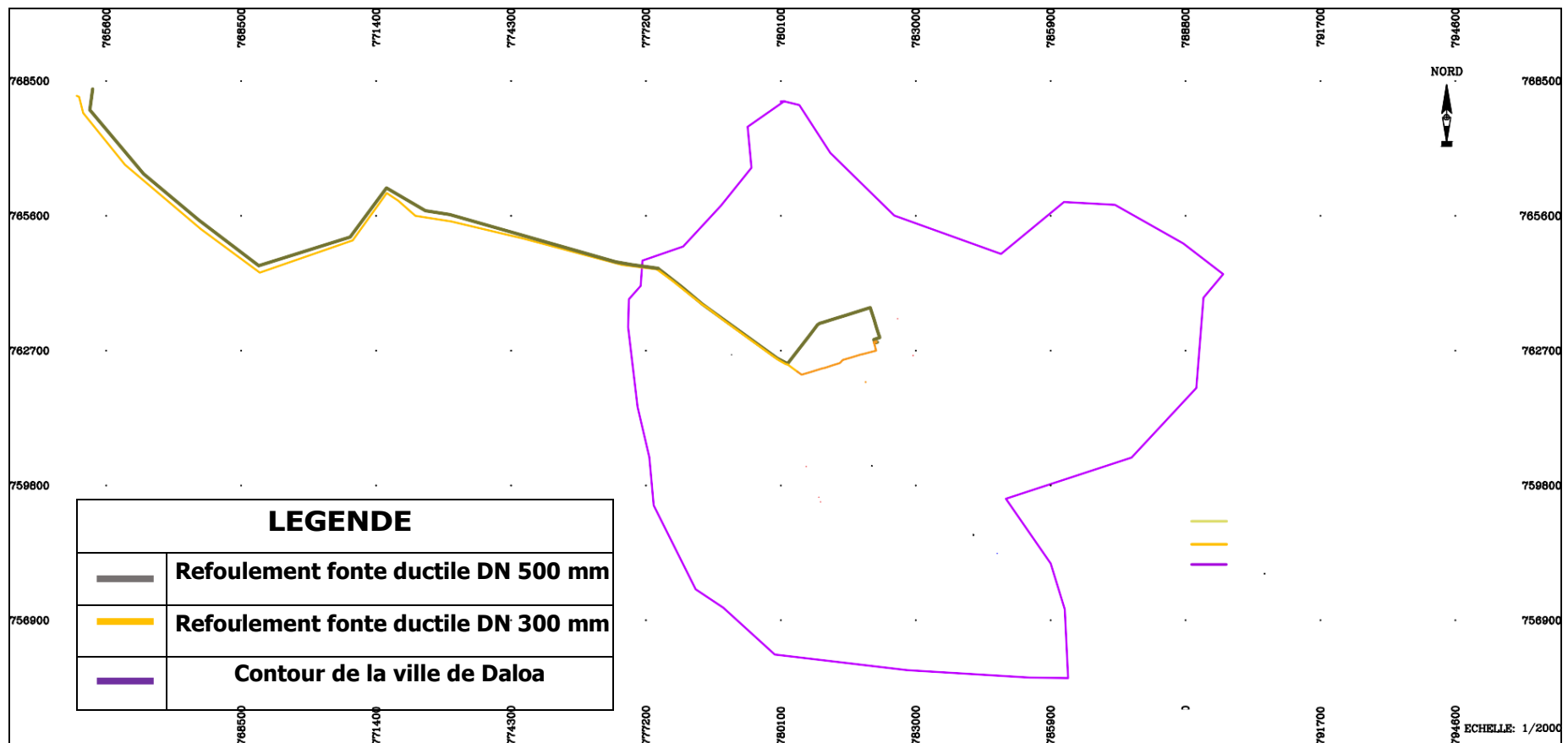


Figure 28 : Réseau d'adduction d'eau potable de la commune de Daloa

2.6.1. Réseau de distribution d'eau potable

Le réseau de distribution d'eau potable de la commune de Daloa est de type maillé. Il a été mis en place depuis 1967 et est composé de trois types de matériaux à savoir les conduites en Amiante Ciment (AC), des conduites Fonte Ductile (FD) et des conduites en Polychlorure de Vinyle (PVC) (Erreur ! Source du renvoi introuvable.).

PARTIE I : GENERALITES

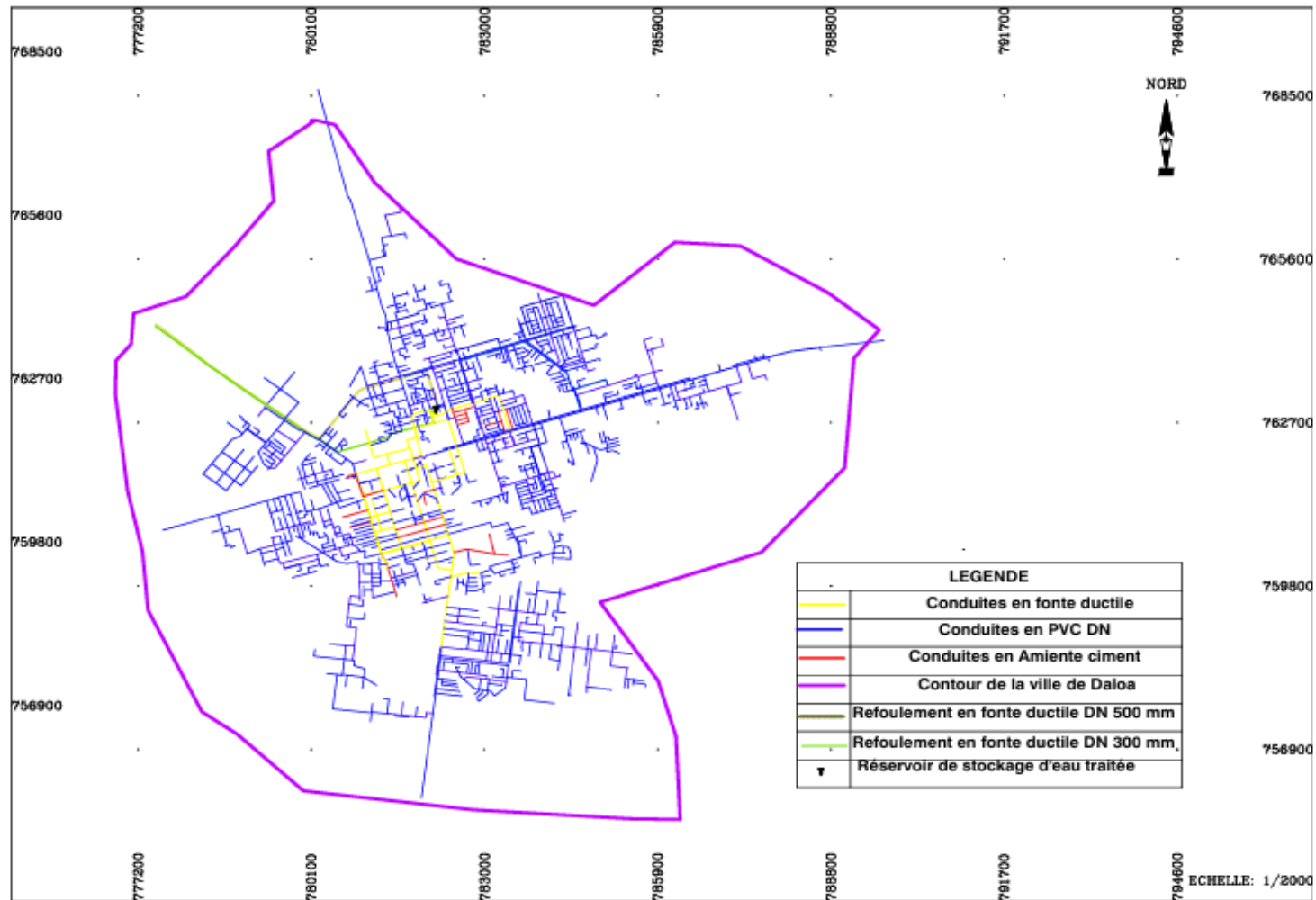


Figure 29 : Réseau de distribution d'eau potable de la commune de Daloa

Conclusion partielle

Ce chapitre offre un aperçu de la composition d'un système d'approvisionnement en eau potable (AEP), du traitement de l'eau et de la gestion du réseau d'AEP de la commune de Daloa. La commune est alimentée par de l'eau de surface, située à 26 km de la ville. Un seuil a été aménagé sur cette retenue pour faciliter le pompage de l'eau brute depuis la station de traitement jusqu'au réservoir. L'usine de traitement de l'eau potable comprend deux unités de traitement classique, une station compacte de traitement d'eau, et trois unités de traitement démontable de marque DEGREMONT. Le chapitre suivant présentera un état de l'art sur le diagnostic, la modélisation et l'optimisation des réseaux d'AEP.

Chapitre 3 : Gestion des réseaux d'approvisionnement en eau potable

Un réseau d'AEP est majoritairement composé de conduites enterrées (inaccessibles), de diamètres et de matériaux différents, des équipements de protection enterrés et exogènes. Le temps et la combinaison des facteurs et phénomènes liés à la nature et au fonctionnement des différents équipements contribuent à la dégradation des conduites et aux dysfonctionnements des réseaux d'AEP (Diabagaté *et al.*, 2016 ; Amir & Brans, 2019 ; Kanakoudis & Stavroula, 2019 ; Giudicianni *et al.*, 2022). Ces infrastructures qui subissent l'usure physique et l'obsolescence technique au fil du temps nécessitent alors la remise à niveau de leur performance dans une démarche d'amélioration continue (Essoyeke, 2014 ; Yan *et al.*, 2016 ; Tsitsifli *et al.*, 2017; Giudicianni *et al.*, 2022).

La difficulté de la gestion réside au niveau du suivi de l'état des conduites et les autres équipements depuis la mise en service jusqu'à la mise hors service. (Large *et al.*, 2014 ; Di *et al.*, 2018 a ; Khatavkar & Mays, 2019). Des travaux de renouvellement et d'optimisation s'avèrent indispensables afin de pérenniser l'accès à un service de qualité offert aux abonnés (Giudicianni *et al.*, 2020 ; Lydon *et al.*, 2017 ; Tanyimboh *et al.*, 2018 ; Mehdi & Asghar, 2019). La réalisation de tels travaux représente des investissements dont le but est de réduire les coûts d'exploitation et de maintenance des infrastructures existantes en améliorant leur fonctionnement (Gençoğlu & Merzi, 2017 ; Anele *et al.*, 2018 ; Boumelita, 2019). Ainsi, ces équipements subissent des dégradations tout au long de leurs durées d'exploitation (Avvedimento *et al.*, 2019; Werey *et al.*, 2018). Le temps et les phénomènes intrinsèques à la nature et au fonctionnement des équipements des réseaux d'AEP contribuent fortement à leur dégradation et aux dysfonctionnements observés sur les conduites d'eau potable (Erramli *et al.*, 2014 ; Boxall *et al.*, 2016 ; Gokpeya *et al.*, 2017) Ces dysfonctionnements observés accélèrent le processus d'usure des équipements et la réduction considérable des performances des réseaux d'AEP (Duchesne *et al.*, 2012 ; Kinet *et al.*, 2018 ; Mosetlhe, 2021). Des travaux de Diagnostic, modélisation et d'optimisation s'avèrent alors indispensable afin de pérenniser l'accès à un service de qualité offert aux abonnés (Di *et al.*, 2018 b ; Stavroula & Kanakoudis, 2020 ; Tchougourou, 2022 ; Royet *et al.*, 2016).

3.1. État de l'art sur le diagnostic des réseaux de distribution d'eau potable

Le diagnostic des réseaux d'eau potable permet de réaliser une analyse minutieuse des réseaux de production et de distribution en vue de pérenniser la production et la distribution (Commune, 2011; Henri, 2019 ; Koukougnon *et al.*, 2019 ; Hounbedji, 2022 ; Kanouo *et*

al.,2022). L'objectif du diagnostic est de comprendre le fonctionnement du réseau en vue de mettre en évidence les dysfonctionnements qui pourrait exister (Ponka *et al.*, 2015 ; Spiliotis & Tsakiris, 2017 ; Rulleau *et al.*, 2019). Il permet d'établir une liste de solutions palliatives pour l'amélioration de la desserte en eau tant sur le plan quantitatif que qualitatif (Stavroula & Kanakoudis, 2022 ; Avvedimento *et al.*, 2022 ; Nel *et al.*, 2022). La réalisation du diagnostic comprend deux grandes phases à savoir le diagnostic qualitatif et le diagnostic quantitatif (Taofic *et al.*, 2012 ; Koukougnon, 2015 ; Kanouo *et al.*, 2022 ; Lalla *et al.*, 2022).

3.1.1. Diagnostic quantitatif des réseaux d'eau potable

Plusieurs études réalisées ont montré l'importance du diagnostic physique des réseaux d'alimentation en eau potable (Ayari & Chabaane, 2015 ; Agathokleous & Christodoulou 2016 ; Güngör *et al.*, 2019; Gamec *et al.*, 2021 ; Hounghbedji, 2022). Cependant, en Côte d'Ivoire, très peu d'études ont été réalisées à cet effet. Certains travaux ont permis de mettre en évidence les différents types de dysfonctionnement qui pourraient exister au sein des réseaux d'AEP (Douterelo *et al.*, 2014; Erramli, 2014 ; N'guessan, 2019 ; Hammouda & Sebei, 2022). Ces différents auteurs ont utilisé la méthode de visites des différents équipements des réseaux d'AEP, la documentation relative aux différents équipements et à la gestion patrimoniale des réseaux d'AEP (Fu *et al.*, 2013 ; Agathokleous *et al.*, 2017 ; Mosetlhe, 2021). Ces outils ont été utilisés pour mettre à jour les plans, cartes des réseaux d'AEP en vue d'appréhender les forces et faiblesses (Kanakoudisa & Gonelasa, 2014). Tous ces auteurs ont mis l'accent sur l'amélioration de la desserte en eau, la proportion de solutions palliatives à court, moyen et long terme pour l'amélioration des systèmes d'AEP (Jaumouillé, 2009 ; Boumelita *et al.*, 2018 ; David *et al.*, 2018 ; Tanyimboh & Czajkowska, 2018 ; Santonastaso *et al.*, 2021 ; Augeard *et al.*, 2023).

3.1.2. Diagnostic qualitatif des réseaux d'eau potable

L'eau brute est un mélange de molécule d'oxygène d'hydrogène et les composés organiques existant dans la zone de captage (Weinberg, 2000 ; Wasserman *et al.*, 2006). Plusieurs équilibres physico-chimiques se déroulent pendant le traitement. La variation des paramètres physicochimiques conduit à de nouvelles réactions qui pourraient avoir des conséquences sur le milieu en contact avec l'eau (Yu *et al.*, 2010 ; Ettouhami, 2014 ; Stavroula & Kanakoudis, 2018 ; Bakayoko *et al.*, 2022). Les problèmes de traitement, d'agressivité, d'incrustation ou de corrosion sont générés par les variations d'équilibres physico-chimiques et induisent des problèmes techniques pour le captage et la distribution des eaux (Dini & Tabesh 2014 ; Douterelo *et al.*, 2016 ; Stavroula & Kanakoudis, 2020 ; Gomes *et al.*, 2021). Les travaux

antérieurs de diagnostic qualitatif réalisés ont abordé ces problèmes à travers des méthodes qui ont conduit à vérifier si la qualité de l'eau au niveau du captage, du traitement, du stockage et de la distribution, respecte les normes de potabilité établies (Eddy *et al.*, 2015 ; Minaudo, 2015 ; Kourbasis *et al.*, 2020 ; Zhao *et al.*, 2022). Tous ces auteurs ont généralement procédé par des échantillonnages d'eau, les analyses physicochimiques *in situ* et au laboratoire (Yoboué *et al.*, 2019 ; Yetongnon *et al.*, 2022). Les résultats des analyses ont alors été comparés aux normes préétablies en vue d'améliorer la qualité de l'eau de distribution (Ricca *et al.*, 2019 ; Mvouezolo *et al.*, 2019 ; Ouedraogo *et al.*, 2020).

3.2. État de l'art sur la modélisation des réseaux de distribution d'eau potable

3.2.1. Hydraulique des écoulements en charge

Un écoulement est dit en charge lorsqu'aucune partie de l'écoulement n'est en contact avec l'atmosphère. C'est un écoulement dans lequel le liquide occupe toute la section intérieure de la canalisation. Dans une conduite en charge, la pression du fluide varie temporellement suivant les conditions d'écoulement. Les propriétés qui permettant de décrire les écoulements en charge sont composés du débit, de la vitesse d'écoulement du fluide, la viscosité, la rugosité et la section du canal permettant de calculer les pertes de charges.

3.2.2. Equations des écoulements en charge

3.2.2.1. Équation de continuité

L'équation de continuité transcrit le fait qu'aucune matière ne peut apparaître ou disparaître dans un volume fixé. Pour une même conduite, on a alors un débit constant dans toutes les sections. Son expression est donnée par l'équation **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

$$Q = S_n * V_n = C^{ste} \quad (1)$$

= débit volumique ; S_n = surface d'écoulement d'une section n ; V_n = vitesse débitante, c'est-à-dire la vitesse moyenne d'écoulement sur la section n , autrement définie par l'équation (2) :

$$V_n = \frac{1}{S_n} \iint_{S_n} \vec{v} * \overrightarrow{dS} \quad (2)$$

étant le champ de vitesse défini en tout point de la section .

3.2.2.2. Équation de Bernoulli

L'équation de Bernoulli ou équation générale d'écoulement permet de calculer la valeur de la charge ou l'énergie totale le long de la conduite. Pour un fluide parfait avec une viscosité nulle, la charge est constante. Pour un fluide réel, la charge diminue le long de la canalisation

en raison des pertes de charges. Dans le cas d'un fluide réel, son expression est donnée par l'équation **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

$$Z_1 + \frac{P_1}{\varphi g} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\varphi g} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{\omega 12} \quad (3)$$

Avec : Z = altitude (en m) ; P = pression en un point (en Pa ou N/m^2) ; φ = masse volumique en un point (en kg/m^3) ; g = accélération de la pesanteur (en N/kg ou m/s^2) ; v = vitesse du fluide en un point (en m/s) ; $h_{\omega 12}$ = pertes de charge entre les points 1 et 2.

3.2.2.3. Pertes de charges

Les pertes de charges ou pertes d'énergie du fluide dans la conduite sont dues à différents facteurs. On distingue les pertes de charges primaires et les pertes de charges secondaires. Les pertes de charges primaires qui sont la conséquence de la viscosité du fluide et de la rugosité des parois de la section d'écoulement (les frottements). Les pertes de charges secondaires correspondent aux pertes d'énergies engendrées par la géométrie de la conduite (coudes, élargissements et rétrécissements). On parle également de pertes de charges linéaires pour les pertes de charges primaires et de pertes de charges ponctuelles pour les pertes de charges secondaires ou singulières équation (4).

$$h_{\text{totales}} = h_{\text{linéaires}} + h_{\text{ponctuelles}} \quad (4)$$

- **Calcul des pertes de charges ponctuelles ou singulières**

Les pertes de charges ponctuelles sont dues aux singularités du réseau (coudes, rétrécissement, élargissement brusque, changement de direction). Pour le calcul des pertes de charges ponctuelles, il existe pour chaque cas particulier une ou plusieurs formules permettant d'approximer les pertes d'énergies locales. Au niveau des singularités, ces pertes sont exprimées de manière générale par l'équation (5) :

$$h_s = \zeta_s \frac{V^2}{2g} \quad (5)$$

Avec : ζ_s = coefficient propre à chaque type de perte de charge singulière ; V = vitesse du fluide (en m/s) ; g = accélération de la pesanteur (en N/kg ou m/s^2).

- **Calcul des pertes de charges linéaires**

L'expression générale des pertes de charges linéaires selon Darcy-Weisbach est donnée par l'équation (6) :

PARTIE I : GENERALITES

$$\Delta H = J L = \lambda \frac{L}{D} \frac{U^2}{2g} \quad (6)$$

Avec : L = longueur de la conduite considérée (en m) ; D = diamètre de la conduite (en m) ; U = vitesse du fluide (en m/s) ; g = accélération de la pesanteur (en N/kg ou m/s²) ; λ = coefficient de frottement (sans unité).

Plusieurs formules permettent de calculer le coefficient lambda suivant le régime d'écoulement. Etabli grâce aux travaux de Nikuradse, le diagramme de Moody (Figure 30), du nom de l'ingénieur américain Lewis Ferry Moody, permet de déterminer le coefficient lambda des pertes de charge en fonction du nombre de Reynolds pour différents types d'écoulements et de rugosités.

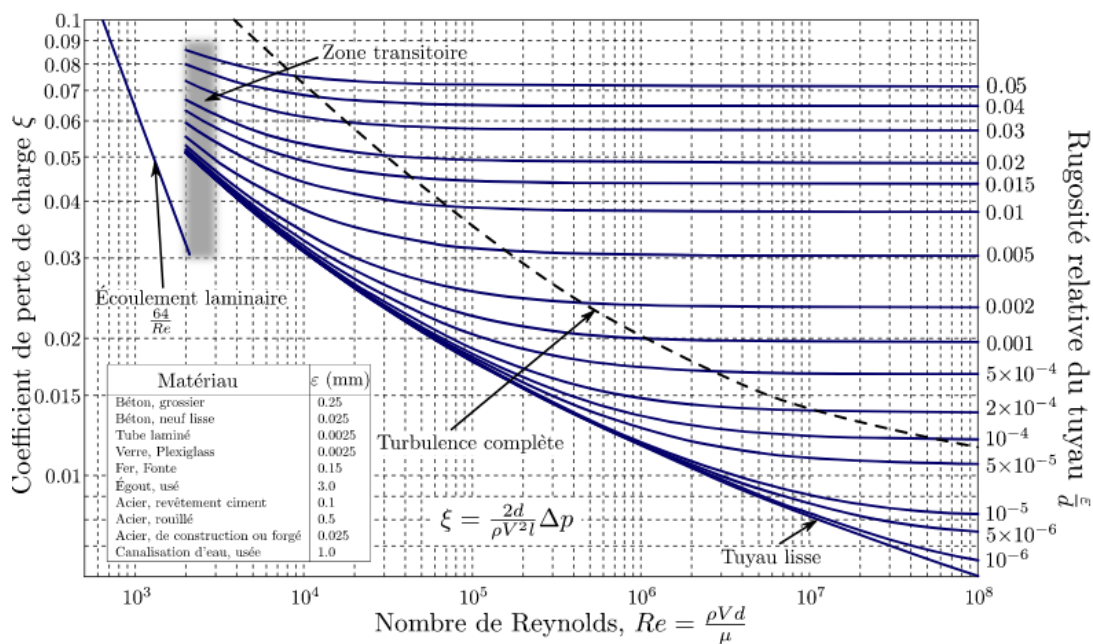


Figure 30 : Diagramme ou harpe de Moody

Dans le cas d'un régime turbulent, la formule de Colebrook - White permet de calculer le coefficient lambda de pertes de charges linaires dues aux frottements et à la viscosité, équation (7).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,7D} \right) \quad (7)$$

Avec : λ = coefficient de perte de charge linéaire ; Re = nombre de Reynolds ; D = diamètre de la conduite (m) ; k = la rugosité de la canalisation. Suivant cette formule, on voit que le coefficient lambda dépend à la fois de la rugosité de la conduite et de la viscosité du fluide.

3.2.2.4. Equation de Hazen-Williams

L'équation de Hazen-Williams est une relation empirique utilisée en hydraulique pour calculer les pertes de charge dues à la rugosité des conduites. Elle permet de décrire les écoulements turbulents de l'eau avec une relative précision. Elle est définie en unités SI par l'équation (8) :

$$Q = 0,849 * CAR_h^{0,63} * J^{0,54} \quad (8)$$

Q est le débit volumique dans la conduite, exprimé en m³/s ; A est l'aire de la section de conduite, exprimée en m² ; Rh est le rayon hydraulique, exprimé en m ; J est le gradient d'énergie hydraulique. J est le gradient d'énergie hydraulique, défini par l'équation (9):

$$J = \frac{h_{hamont} - h_{aval}}{L} \quad (9)$$

- C est le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau constituant la conduite, nombre sans dimension dont quelques valeurs sont données dans le Tableau I

Tableau I : Valeurs du coefficient de rugosité en fonction du type de matériau

Matériaux	Coefficient de rugosité
Acier	120
Béton, Brique	100
Bois	120
Cuivre	150
Etain	130
Fonte	100
Matière plastique, PVC	150
Plomb	130
Verre	140

Avec h la charge exprimée en mètre colonne d'eau, et L la longueur de la conduite. J est donc un nombre sans dimension.

3.2.3. Modélisation hydraulique

Un modèle est une représentation à petite échelle, d'un objet destiné à être reproduit dans ses dimensions normales. Synonyme de maquette, grâce à ses qualités et ses caractéristiques, le modèle sert de référence à la reproduction ou à l'imitation du monde réel (Abu-Mahfouz *et al.*, 2016 ; Kouadio *et al.*, 2020). La représentation en dimension réduite d'un phénomène naturel ou réel à l'aide d'un système qui possède des propriétés analogues à ce phénomène est la modélisation (Christopher *et al.*, 2015 ; Lydon *et al.*, 2017). C'est une représentation

logique et mathématique du comportement du système réel dans un contexte donné et une problématique définie (Sayyed *et al.*, 2014 ; Shen *et al.*, 2016). Le modèle tient compte dans la majorité des cas, d'une série d'hypothèses concernant le fonctionnement du système qui sont exprimées à l'aide de relations mathématiques, logiques ou symboliques entre les entités.

3.2.4. Modélisation des réseaux d'eau potable

La modélisation des réseaux d'eau potable est une représentation des procédés qui permet de réaliser plusieurs activités. D'abord, elle permet de maîtriser le fonctionnement hydraulique d'un réseau d'AEP en situation actuelle et futur. Ensuite, elle permet de déterminer les points faibles et d'en proposer les mesures palliatives à court, moyen et long terme dans le cadre d'une étude diagnostic (Large *et al.*, 2015 a ; Spiliotis & Tsakiris, 2017 ; Adedola *et al.*, 2018 ; Kayser *et al.*, 2019).

En outre, la modélisation sert à examiner la criticité d'éventuels dysfonctionnements qui pourraient survenir au niveau d'un ou de plusieurs maillons de la chaîne de production et de distribution, de trouver des solutions préventives et curatives (Boix, 2011 ; Zeghadnia *et al.*, 2011 ; Large *et al.*, 2015 ; Tsagkari & Sloan, 2018 ; Kravvari *et al.*, 2018 ; Awe *et al.*, 2019). Enfin, elle permet de planifier le dimensionnement et les extensions des réseaux d'AEP en fonction de l'évolution de la consommation, de la demande et de l'accroissement de la population (Bedjaoui & Achour, 2015; Cremona *et al.*, 2016; Fu *et al.*, 2022).

3.2.5. Différents types de modèles

3.2.4.1. Modèle 1D

C'est un modèle mathématique qui représente sous forme d'équations les phénomènes physiques de la réalité. Il se compose d'une ou plusieurs équations dont l'origine, le degré de complexité et le réalisme multiplient les possibilités de construction (Large, 2015 ; Kouadio, 2022). Il résout des systèmes d'équations de quantité de mouvement et de continuité liés au transport d'eau, de substance ou d'énergie. Il privilégie dans, sa représentation, une dimension d'espace par rapport aux deux autres (Koffi, 2022).

3.2.4.2. Modèle 2D

C'est un modèle mathématique ou à base physique qui représente également les phénomènes physiques réels sous forme d'équations (Boutebba *et al.*, 2014 ; Kouadio, 2022). Ce modèle privilégie deux dimensions de l'espace dans sa représentation et nécessite un calage moindre. Il a la possibilité de prendre en compte les modifications physiques du réseau étudié (Nel *et al.*, 2022). Il permet de représenter les structures urbaines ou obstacles présents au sein de la topographie de la zone urbaine. Les résultats des calculs bidimensionnels sont plus précis et

permettent d'établir des cartes de risques plus détaillées (Ayari & Chabaane, 2015 ; Hountondji & Codo, 2019).

3.2.6. Calage du modèle

Le calage d'un modèle qui consiste à modifier les données de base du modèle jusqu'à obtenir par calcul les valeurs mesurées sur le terrain (Sayyed *et al.*, 2014 ; Gençoğlu & Merzi, 2017 ; Bello *et al.*, 2019 ; Ricca *et al.*, 2019 ; Piel *et al.*, 2020). La validité du calage s'apprécie par la comparaison des courbes de débit, de marnage du réservoir, les courbes de pression et ou piézométriques calculées avec les données observées sur le terrain (Ayari & Chabaane, 2015 ; ; Saadi *et al.*, 2015 ; Kravvari *et al.*, 2018 ; Bello *et al.*, 2019 ; Kouao *et al.*, 2021). En cas de besoin, les ajustements des données de terrain (coefficient de rugosité, pertes de charges singulières déconnexion des canalisations et réglage des vannes) sont effectués en donnant une valeur conventionnelle aux grandeurs modifiables plutôt que par ajustements anormaux.

3.3. Etat de l'art sur l'optimisation des réseaux d'eau potable

L'optimisation des réseaux d'AEP est un ensemble de travaux ou actions, à mener en vue de lui fournir une meilleure performance à court, moyen et long terme (Large, 2015 ; Di *et al.*, 2018 b ; El-Ghandour & Elansary, 2019). Elle permet d'atteindre la durée de vie technique préalablement établie dans une démarche d'amélioration continue (karim, 2014 ; Güngör *et al.*, 2019). La gestion des patrimoines des réseaux d'AEP permet donc de suivre l'évolution du fonctionnement des différents équipements et d'anticiper les travaux à réaliser pour leur maintien en service tout au long de leur durée de vie (Boix, 2011). La compréhension du fonctionnement des infrastructures est d'une importance capitale pour leur évaluation (Royet *et al.*, 2016 ; Bello *et al.*, 2019; N'Cho, 2022;). L'optimisation du réseau est à titre préventif lorsqu'elle lui permet de maintenir un meilleur fonctionnement et d'atteindre la durée de vie technique préalablement établie (Essoyeke & Musandji, 2015 ; Avedimento *et al.*, 2019 ; Bello *et al.*, 2019). Elle est curative lorsqu'elle consiste en la réparation des pannes observées sur le réseau et les événements imprévus (Guhl & Brémond, 2010 ; Gnamba *et al.*, 2020 ; Gamec *et al.*, 2021; N'Cho, 2022; Tchougourou, 2022).

3.3.1. Analyse de la performance du réseau

Elle porte généralement sur la détermination des indicateurs de performance du réseau d'AEP. Ces indicateurs sont des variables chiffrées destinées à retranscrire de manière objective le niveau de qualité du service rendu par le distributeur d'eau à la collectivité. Ils constituent un outil efficace de régulation du fonctionnement du réseau. Ils permettent aussi de synthétiser l'activité du distributeur d'en avoir une vision globale. Par ailleurs, ils permettent de suivre

l'évolution des performances d'un même distributeur au fil des années, à des fins d'une amélioration du service. Les indicateurs retenus pour l'évaluation de la performance du réseau sont constitués du rendement du réseau ; l'indice linéaire de perte du réseau ; l'indice linéaire de consommation ; l'indice linéaire de réparation et l'évolution annuelle des réclamations au niveau des clients de la SODE-CI. La nature des réclamations comprend les casses, le manque d'eau et les fuites sur le réseau.

3.3.2. Rendement d'un réseau d'AEP

Le rendement d'un réseau de distribution permet d'apprécier sa qualité et son efficacité. Les notions de base de calcul du rendement d'un réseau d'AEP doivent être mieux appréhendées afin de mieux identifier les volumes transités pour l'analyse et le calcul du rendement. Les volumes comptabilisés consommés (V_{cc}) ou l'ensemble des consommations des abonnés est pris en compte. Hormis le volume de production, Il n'existe pas de volume importé (V_i) pour desservir la population ou de volume exporté (V_{exp}) sur le réseau d'AEP à d'autres fins. Les volumes de services (V_s) représentent généralement les volumes utilisés pour l'entretien de la voirie, l'alimentation des fontaines, l'arrosage des espaces verts ou l'alimentation des poteaux incendie. Le calcul de rendement peut être fait par deux approches. La plus courante et la plus employée est le calcul annuel qui s'affranchit totalement des accidents qui peuvent intervenir sur le réseau. Cependant, sur ce type de réseau urbain, les volumes de services, l'utilisation des poteaux incendie par les pompiers ne sont pas comptabilisés et sont donc confondus à des fuites. A partir de cette approche annuelle, le rendement primaire et le rendement net peuvent être calculés à travers les équations (10) et (11).

$$\text{Rendement primaire} = \frac{V_f \text{ (m}^3\text{/an)}}{V_{md} \text{ (m}^3\text{/an)}} * 100 \quad (10)$$

V_f : Volume facturé ; V_{md} : Volumes mis en distribution

$$\text{Rendement Net} = \frac{V_f \left(\frac{\text{m}^3}{\text{an}} \right) + V_s \text{ (m}^3\text{/an)}}{V_{md} \text{ (m}^3\text{/an)}} * 100 \quad (11)$$

V_f : Volume facturé ; V_{md} : Volumes mis en distribution ; V_s : Volume de Service

3.3.3. Indices linéaires

- **Indice linéaire des volumes non comptés**

C'est la différence entre le volume mis en distribution et le volume d'eau consommé par kilomètre de réseau. Il s'exprime selon l'équation (12):

$$ILVNC = \frac{V_{md} (m^3/an) - V_C (m^3/an)}{L_{TR} (m) * 365} \quad (12)$$

ILVNC : Indice Linéaire des volumes non comptés ; V_{md} : Volumes mis en distribution

V_C : Volume comptabilisé ; L_{TR} : Longueur Total du Réseau.

- **Indice linéaire de consommation**

C'est l'ensemble du volume facturé par les consommateurs par mètre linéaire de conduites. Il est défini selon l'équation (13) :

$$ILC = \frac{V_f (m^3/an)}{365 * L_{TR}} \quad (13)$$

Avec : ILC : Indice Linéaire de Consommation ; V_f : Volume facturé ; L_{TR} : Longueur Total du Réseau.

- **Indice linéaire de perte**

C'est un indicateur de performance des réseaux de distribution d'eau potable. Il évalue les pertes en eau sur les réseaux d'AEP en les rapportant à la longueur totale des canalisations du réseau selon l'équation (14).

$$ILP = \frac{V_p (m^3/an)}{L_{TR} * 365} \quad (14)$$

ILP : Indice Linéaire de Perte ; V_p : Volume de Perte ; L_{TR} : Longueur Totale du Réseau.

Les critères de caractérisation de l'ILP sont consignés dans le Tableau II: Valeurs de référence pour la caractérisation de l'ILP.

Tableau II: Valeurs de référence pour la caractérisation de l'ILP

Type	Rural	Intermédiaire	Urbain
Critère	$D < 25$	$25 \leq D < 50$	$50 \leq D$
Bon	$ILP < 1.5$	$ILP < 3$	$ILP < 7$
Acceptable	$1.5 \leq ILP < 2.5$	$3 \leq ILP < 5$	$7 \leq ILP < 10$
Médiocre	$2.5 \leq ILP \leq 4$	$5 \leq ILP \leq 8$	$10 \leq ILP \leq 15$
Mauvais	$4 < ILP$	$8 < ILP$	$15 < ILP$

- **Indice linéaire de réparation (ILR)**

L'indice linéaire de réparation est un indicateur qui renseigne sur l'état de la dégradation des équipements des réseaux d'eau potable. Il s'exprime en réparation par an par kilomètre (rép/an/km). Il est donné par l'équation (15) (Abdelbaki, 2014) :

$$ILR = \frac{\text{Nombre total annuel de reparations}}{\text{Linéaire du réseau}} \quad (15)$$

Quand ILR est inférieur à 1 rép/an/km, le réseau d'eau potable est dit non vétuste et le contraire est attribué à ILR supérieur à 1 rép/an/km.

3.4. Échantillonnage

Les points de prélèvement ont été choisis de sorte à couvrir la ville de Daloa, à représenter les localités desservies, à représenter des différents types de matériaux qui constituent le réseau d'AEP et représenter les différentes étapes du système d'AEP de la commune de Daloa. De la bache de stockage au robinet du consommateur en passant par le réservoir, 41 points d'échantillonnage ont été sélectionnés dont 1 à la bache, 7 au niveau du réseau d'adduction et 33 sur le réseau de distribution.

3.5. Mesures

L'estimation de la qualité physicochimique d'une eau s'effectue par la mesure d'un ensemble de paramètres. Les résultats obtenus sont comparés à la réglementation en vigueur. Dans cette étude, les résultats observés ont été comparés aux valeurs guides de l'OMS 2017. Les résultats observés permettent d'évaluer ou apprécier la qualité de l'eau.

- **Paramètres mesurés**

Les paramètres mesurés sont constitués de la température (T°C), du potentiel d'hydrogène (pH), la conductivité électrique (CE), de la turbidité (Turb), du fer (Fe), du manganèse (Mn²⁺), du chlore libre (Cl₂) et des Matières En Suspension (MES).

- **Mesures *in situ***

Les paramètres très sensibles aux conditions du milieu et susceptibles de varier dans des proportions importantes en fonction du temps ont été mesurés sur le site. Il s'agit de la température (T°C), du potentiel d'hydrogène (pH), de la conductivité électrique (CE) qui ont été déterminés à l'aide du multiparamètre HACH WTW pH/Cond 3320. La turbidité, quant à elle a été obtenue à l'aide du turbidimètre. Pour la mesure, l'extrémité de la sonde du multi paramètre est introduite dans l'échantillon d'eau. La lecture des valeurs associées aux différents paramètres est effectuée une fois qu'elles sont stabilisées.

Conclusion partielle

Le temps et la combinaison de différents facteurs, de phénomènes liés à la nature, au fonctionnement des différents équipements des réseaux d'AEP, contribuent à la dégradation des conduites et aux dysfonctionnements observés sur les réseaux. La difficulté de la gestion réside au niveau du suivi de l'état des conduites et les autres équipements depuis la mise en service jusqu'à la mise hors service. Le diagnostic des réseaux d'AEP permet de réaliser une analyse minutieuse de ceux-ci en vue de pérenniser la production et la distribution. La maîtrise du fonctionnement hydraulique en situation actuelle et futur d'un réseau d'AEP ne peut être réalisée que par la modélisation hydraulique. Le fonctionnement optimal d'un réseau d'AEP permet donc de prendre des mesures préventives et correctives pendant la modélisation hydraulique. Il permet d'atteindre la durée de vie technique préalablement établie dans une démarche d'amélioration continue.

A decorative graphic of a scroll, light gray with a blue outline, featuring curled ends on the left and right sides.

PARTIE II : MATERIEL ET METHODES

Chapitre 4 : Matériel et données

Ce chapitre présente les données, le matériel de terrain et les logiciels qui ont été utilisés dans le cadre de la réalisation de ce travail. Il présente également les différents modes d'acquisition de ces données ainsi que leurs sources.

4.1 Données

Les données collectées pour la réalisation de cette étude sont composées de données climatiques, de données satellitaires, de données topographiques, de données historiques du réseau, de données hydrochimiques les données de pression et de débits collectées sur le terrain.

4.1.1. Données climatiques

Les données climatiques collectées pour la réalisation de cette étude proviennent de la station de la Société d'Exploitation Aéronautique, Aéroportuaire et Météorologique (SODEXAM) de Daloa. Ces données sont constituées de données de pluie et de température couvrant la période de 1990 à 2016. Ces données ont servi à la réalisation du diagramme ombrothermique de la commune de Daloa.

4.1.2. Données satellitaires

Un Modèle Numérique de Terrain (MNT) de 30 mètres de résolution a été téléchargé sur le site earth explorer (<https://www.google.com/search?client=ms-google&q=earth+explorer>). Ces données ont été utilisées pour réaliser la carte des pentes, la carte du réseau hydrographique et la carte des altitudes de la commune de Daloa.

4.1.3. Données topographiques

Les plans d'urbanisme de 1998 et 2016 nous ont été fournis par la direction régionale du Ministère de la Construction et de l'Urbanisme de Daloa et le cabinet de Géomètre expert DJESSAN de Daloa. Ces plans nous ont permis de réaliser la carte des quartiers de la commune de Daloa et actualiser le réseau d'AEP de la commune de Daloa.

4.1.4. Données historiques du réseau

Les plans de recollement du réseau des différents quartiers et villages de la commune de Daloa nous ont été fournis par la Direction Régionale du Centre Ouest (DR-CO) de la SODECI. Le recollement des plans du réseau d'AEP des différents quartiers a permis de faire la mise à jour du réseau d'AEP et de déterminer le linéaire total du réseau d'AEP.

Ensuite, les données de consommation, de facturation des différents abonnés et le nombre annuel de réparation sur le réseau de 2018 à 2022 ont été fournies par la DRCO de la

SODECI. Les données de consommation, de facturation et le nombre d'abonnés ont permis de calculer les débits de consommation aux différents nœuds du réseau d'AEP de la commune de Daloa. Par ailleurs, les indicateurs de performance du réseau ont été calculés à l'aide du nombre annuel de réparation ou d'intervention sur le réseau et le linéaire total de canalisation du réseau.

4.1.5. Données hydro chimiques

Les données hydro chimiques ont été acquises lors des campagnes de mesures de 2020 à 2022. Les paramètres mesurés sont constitués de la température (T°C), du potentiel d'hydrogène (pH), de la conductivité électrique (CE), de la turbidité (Turb), de la couleur (Coul), du chlore libre (Cl), du fer total (Fe) et du manganèse (Mn). Ces données ont été collectées de l'exhaure aux robinets des consommateurs en passant par la station de traitement d'eau potable et le réseau d'adduction.

4.1.6. Données de débit et de pression

Les données de débits et de pression ont été collectées conjointement avec la SODECI sur le terrain. Elles ont servi au calage du modèle pendant la simulation du fonctionnement du réseau.

4.2 Matériel

4.2.1. Fiche d'enquête

Les fiches d'enquête ont été utilisées pour recueillir des informations relatives au niveau de satisfaction de l'approvisionnement en eau et la qualité de l'eau distribuée à la population desservie tant sur le plan quantitatif que qualitatif (annexe 1). Cette enquête a été réalisée en 2021 auprès des populations des différents quartiers de la zone couverte par le réseau d'AEP de la commune de Daloa.

4.2.2. Matériel d'échantillonnage

Le matériel d'échantillonnage est composé de bouteilles de capacité 1 litre (L) pour le prélèvement des échantillons d'eau, d'un GPS pour la prise de coordonnées géographiques, d'une glacière pour la conservation des échantillons, d'un bēcher pour le prélèvement de l'eau et des tubes en verre pour le prélèvement de l'eau pour la réalisation des analyses physicochimiques *in situ*.

4.2.3. Appareils de mesure

Le matériel utilisé sur le terrain et au laboratoire est présenté comme suit :

- un pH-mètre- conductimètre WTW pH/Cond 3320 pour la mesure du pH, de la température et de la conductivité ; un turbidimètre HACH 2100Q pour la mesure de la turbidité ; un spectrophotomètre de type HACH DR 1900 pour la mesure de la couleur et la mesure du chlore libre, du fer total et du manganèse au laboratoire ;
- un dispositif de filtration à trois postes pour le piégeage des MES ; une balance de précision à 4 chiffres pour la mesure des MES ; une étuve pour l'assèchement des fibres de verre ou papier wattman ; un autocollant et un marqueur pour l'étiquetage des flacons ; des réactifs pour chaque paramètre : DPD No1 pour le chlore libre, TPTZ pour le fer total, acide ascorbique, Alkaline cyanide et PAN indicator pour le manganèse ; un GPS pour relever des coordonnées des points d'échantillonnage ; un débitmètre à insertion pour la mesure de débit ; des capteurs CELLO 4 S pour l'enregistrement des valeurs de débit et de pression un appareil photo pour des prises de vues.

4.2.4. Logiciels

Les logiciels utilisés pour le traitement des différentes données sont ArcGis 10.2.2, Autocad 2017, Epanet 2.0, WaterGems, PAST 4.06b, et Excel. ArcGis est un système d'information géographique.

4.2.3.1. ArcGis

C'est un logiciel qui permet d'afficher et de manipuler des couches d'informations géographiques telles que les cartes, orthophotographies, bases de données vectorielles etc. Il a servi à la réalisation des cartes et à la numérisation des plans dans cette étude.

4.2.3.2. Autocad

Autocad est un outil de Conception et Dessin Assisté par Ordinateur (CAO et DAO). Il a été développé en 1982 par Autodesk, en 1992 par Autocad et développé par Mac OS pour Windows en 1994. Il a été utilisé pour la mise à jour et l'actualisation du réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa.

4.2.3.3. WaterGEMS

WaterGEMS fournit une Intégration complète de la géodatabase en vous permettant de créer, afficher, étudier, exécuter, cartographier et analyser les modèles hydrauliques à partir d'un environnement géospatial. Il a été utilisé pour la conception, l'exportation du modèle dans EPANET et aussi pour l'optimisation du réseau.

4.2.3.4. EPANET

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau. Ce logiciel est distribué gratuitement par Environmental Protection Agency (E.P.A.) ou Agence de Protection Environnemental depuis le mois de septembre 1993. Il est largement utilisé dans le monde entier grâce à ses algorithmes de calcul les plus avancés ; son interface graphique conviviale et intuitive ; aux possibilités de relations avec d'autres logiciels d'application et à l'existence d'une liste d'utilisateurs, lieu de communications et d'échanges. L'utilisation d'EPANET est très diversifiée et porte principalement sur la régulation des pressions dans le réseau, la détection des zones de fonctionnement déficitaire, le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension, l'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de retraitement en différents points du réseau. Il est aussi utilisé pour l'amélioration de la gestion des équipements (marnage des réservoirs.), des coûts énergétiques (fonctionnement des stations de pompage), du contrôle des débits d'eau (sectorisation du réseau. EPANET a été utilisé pour estimer les paramètres du bilan hydraulique du réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa.

4.2.3.5. PAST

PAST : PAlaeontological STatistics ou Statistiques pour la paléontologie est un logiciel libre d'accès dont l'auteur principal est Oyvind Hammer, du Museum d'Histoire Naturelle de l'Université d'Oslo (Norvège). PAST est facile à utiliser, et peut servir d'introduction pédagogique à l'emploi de logiciels plus complexes. Il a servi au traitement des données d'analyse physicochimiques et à la réalisation des diagrammes et histogrammes.

4.2.3.6. Excel

Le tableur Excel a servi au traitement des résultats d'enquête et à la préparation des données hydrochimiques traités avec le logiciel PAST.

Conclusion partielle

La collecte de données sur le terrain a été réalisée à l'aide d'un ensemble de matériels. Les données recueillies ont permis d'obtenir les avis des différents abonnés relatives à la qualité et la quantité de l'eau distribuée, d'évaluer l'efficacité et simuler le fonctionnement du système d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa.

Chapitre 5 : Méthodes

Pour atteindre les objectifs assignés dans cette étude, la méthodologie mise en place permettra de diagnostiquer le réseau, modéliser et optimiser le fonctionnement du réseau d'eau potable de la commune de Daloa.

5.1. Diagnostic du réseau

C'est l'ensemble des actions ou mesures de contrôle utilisées pour vérifier les caractéristiques techniques d'un système d'AEP et déterminer l'efficacité à travers l'interprétation des signes extérieurs à des fins de maintenance et d'amélioration.

Cette phase se compose essentiellement de l'état des lieux, de l'analyse sommaire et statistique des données, de l'évaluation de la qualité de l'eau et du niveau de satisfaction de la desserte en eau potable de la population de la commune de Daloa.

5.1.1 Diagnostic quantitatif du réseau

5.1.1.1. Système de production

L'état des lieux des différents équipements qui constituent le réseau a été réalisé à travers des visites de terrain. Pendant la réalisation de ces visites, une identification de l'état physique du fonctionnement des équipements à ciel ouvert ou facilement observable a été réalisé. Au niveau du système de production du réseau d'AEP. Les visites de terrains ont été réalisées à l'exhaure, à la station de traitement et au niveau du réseau d'adduction.

- Exhaure ou système de pompage d'eau brute

Des visites de terrain ont été réalisées au niveau de l'exhaure. Ces visites ont été réalisées dans l'optique de prendre connaissance du fonctionnement du système de pompage d'eau brute et de déceler les forces et faiblesses.

- Système de traitement de l'eau potable

Au niveau de l'usine de traitement d'eau potable, toutes les unités de fonctionnement ont fait l'objet d'une visite en vue de comprendre leurs fonctionnements. (Figure 31)



Unité de traitement Classique 1



Unité de traitement Classique 2

Figure 31 : Visite des anciennes unités de traitement classique d'eau potable

5.1.1.2. Système de distribution

Au niveau du système de distribution, des visites de terrain ont été réalisées dans le but de prendre connaissance de l'état de fonctionnement des vidanges, des bouches d'incendie, des ventouses et de l'ensemble de la tuyauterie.

5.1.2 Diagnostic qualitatif du réseau

5.1.2.1. Échantillonnage

Les échantillons d'eau ont été prélevés dans un béclier préalablement rincé trois fois avec l'eau à recueillir pour les analyses. Concernant les mesures au laboratoire, les échantillons recueillis dans des bouteilles de capacité 1 litre ont été rincés trois fois au préalable avec l'eau à analyser. Les échantillons ont été ensuite conservés dans une glacière contenant de la glace et acheminés au laboratoire de la Direction Régionale de la SODECI-Daloa puis analysés en moins de 24 h.

- **Exhaure**

L'échantillonnage de l'eau brute à la retenue a été réalisé à l'aide d'une puisette et une corde dans le plan d'eau au-dessus du pont. L'eau brute a été recueillie dans la puisette rattachée à la corde. Les échantillons ont été par la suite recueillis dans des bouteilles de capacité 1 litre et conservés dans une glacière pour la conservation. Ils ont été enfin acheminés au laboratoire où l'analyse a été réalisée en moins de 24 heures.

- **Station de traitement**

A la station de traitement, le prélèvement d'échantillons d'eau s'est fait directement sur les différentes unités de traitement de l'eau potable. Les flacons sont rincés préalablement avec l'eau à prélever et remplis à ras bord puis fermés hermétiquement. Ces échantillons d'eau sont

conservés dans une glacière contenant de la glace et acheminés au laboratoire où ils sont analysés en moins de 24 heures.

- **Réseau d'adduction**

Sur le réseau d'adduction, l'échantillonnage a été réalisé dans tous les villages suivant le trajet du réseau d'adduction. Les prélèvements ont été réalisés au niveau des robinets des consommateurs.

- **Réseau de distribution**

Les points de prélèvement ont été sélectionnés pour couvrir l'ensemble de la ville de Daloa. Ils représentent les différentes localités desservies. De plus, ils tiennent compte des divers types de matériaux du réseau d'approvisionnement en eau potable et des différentes étapes de l'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa. De la bache de stockage au robinet du consommateur en passant par le réservoir, 41 points d'échantillonnage ont été sélectionnés dont 1 à la bache, 7 au niveau du réseau d'adduction et 33 sur le réseau de distribution. Les échantillons ont été réalisés tant au niveau du réseau d'adduction et de distribution en fonction du type de matériau qu'au niveau des ouvrages de stockage (bache, château) et d'entretien (vidanges et poteaux d'incendie) du réseau de distribution avant et après les opérations de manipulation de ceux-ci (Figure 32).

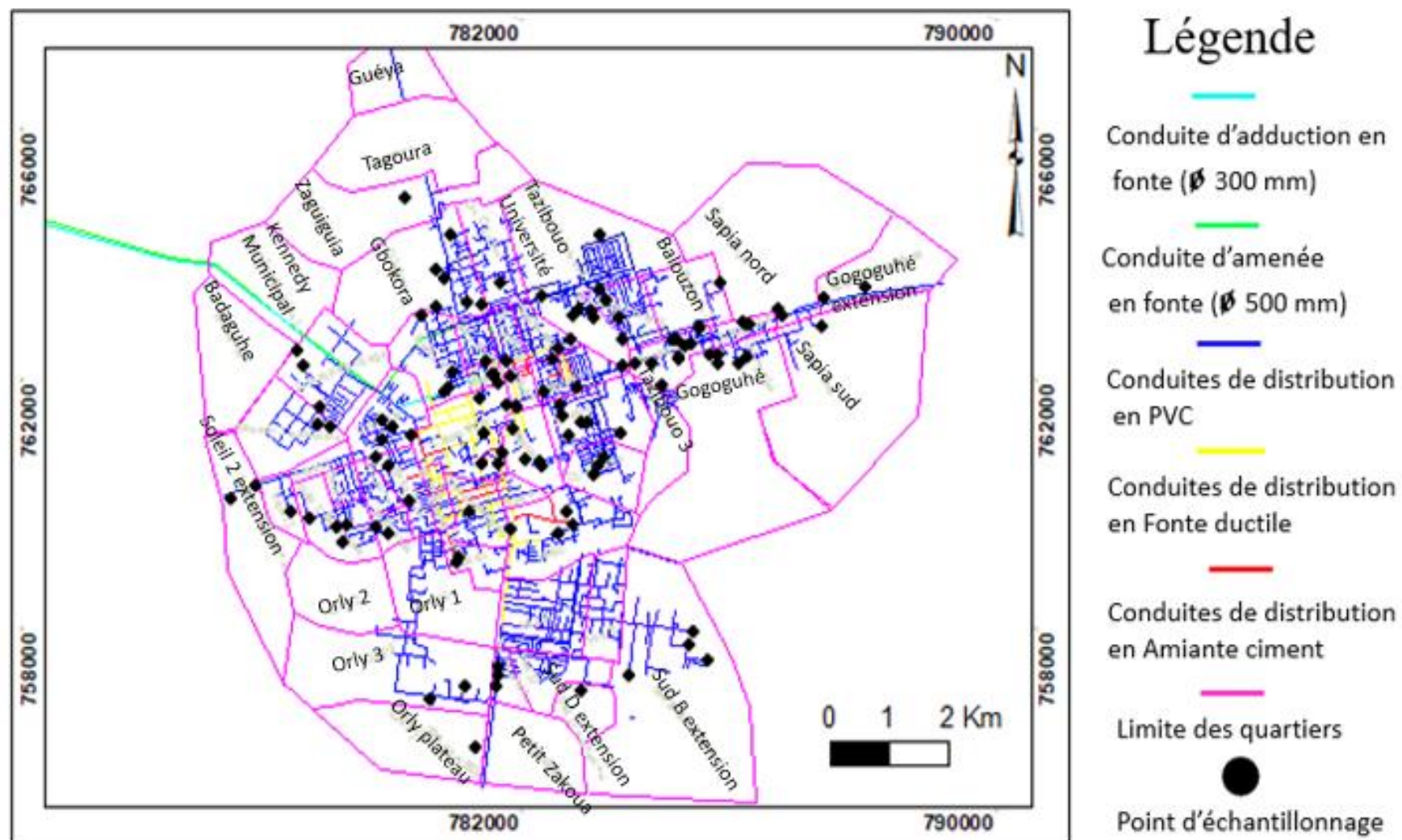


Figure 32 : Points d'échantillonnage

5.1.2.2. Mesures

L'estimation de la qualité physicochimique d'une eau s'effectue par la mesure d'un ensemble de paramètres physicochimiques. Les résultats obtenus sont comparés à la réglementation en vigueur. Dans cette étude, les résultats observés ont été comparés aux valeurs guides de l'OMS 2017 (Tableau III). Les résultats observés permettent d'évaluer ou apprécier la qualité de l'eau.

La mesure de certains paramètres dont les résultats varient en fonction des conditions physiques du temps ont été mesurés directement sur le terrain et les autres ont été mesurés au laboratoire par dosage.

Tableau III : Valeurs guides de l'OMS (2017) pour l'eau de consommation

Paramètres	Unités	Valeurs guides OMS (2017)
Température	°C	≤ 25
Potentiel d'hydrogène		6,5-8,5
Conductivité électrique	μS/cm	≤ 400
Turbidité	NTU	≤ 5
Couleur	Pt/Co	≤ 15
Fer total	mg/L	≤ 0,3
Manganèse	mg/L	≤ 0,1
Phosphates	mg/L	≤ 0,2
Nitrates	mg/L	≤ 50
Nitrites	mg/L	≤ 3
Ammonium	mg/L	≤ 1,5
Chlorures	mg/L	≤ 200
Silice	mg/L	
Cuivre	mg/L	≤ 0,03
Magnésium	mg/L	≤ 50
Calcium	mg/L	

- **Paramètres mesurés**

Les paramètres mesurés sont constitués de la température (T°C), du potentiel d'hydrogène (pH), la conductivité électrique (CE), de la turbidité (Turb), du fer (Fe), du manganèse (Mn²⁺), du chlore libre (Cl₂) et des Matières En Suspension (MES).

- **Mesures in situ**

Les paramètres très sensibles aux conditions du milieu et susceptibles de varier dans des proportions importantes en fonction du temps ont été mesurés sur le site. Il s'agit de la température (T°C), du potentiel d'hydrogène (pH), de la conductivité électrique (CE) qui ont

été déterminés à l'aide du multi-paramètre HACH WTW pH/Cond 3320. La turbidité (Turb), quant à elle, a été obtenue à l'aide du turbidimètre. Pour la mesure, l'extrémité de la sonde du multiparamètre est introduite dans l'échantillon d'eau. La lecture des valeurs associées aux différents paramètres est effectuée une fois qu'elles sont stabilisées. Pour la turbidité, l'eau est prélevée et mise dans le compartiment de la cuve de l'appareil. La valeur de la turbidité est affichée après avoir appuyé sur la touche mesurée.

- **Mesures au laboratoire**

Au laboratoire, le fer (Fe), le manganèse (Mn^{2+}), le chlore libre (Cl_2), la couleur (cou) et la turbidité (turb) ont été déterminées par la méthode spectrophotométrique à l'aide d'un spectrophotomètre HACH DR 1900 (Annexe 1). C'est une méthode quantitative qui consiste à mesurer la densité optique d'une substance chimique donnée en solution. Plus cette espèce est concentrée, plus elle absorbe la lumière dans les limites de proportionnalité énoncées par la loi de Beer-lambert. Cette loi stipule que à une longueur d'onde donnée, l'absorbance d'une solution est proportionnelle à la concentration des espèces en solution.

- **Mesure de MES**

Les valeurs de MES ont été mesurées à l'aide de la technique de séparation membranaire. Cette technique permet de séparer par filtration le rétentat (molécules et/ou particules retenues par la membrane) du perméat ou filtrat (molécules qui passent à travers la membrane). Les membranes de verre (papier Wattman dont la taille des pores est de $0.45 \mu m$) sont préalablement mises dans une étuve à $105^\circ C$ pendant 2 heures en vue d'obtenir leur masse à sec. Les membranes séchées sont ensuite récupérées sous l'étuve dans des boîtes à pétri et pesées à l'aide d'une balance de précision à 4 chiffres. Les échantillons d'eau sont déversés dans les trois postes de filtration de la rampe de filtration SARTORIUS Microsart 3 postes de capacité 500 ml chacun avec 3 entonnoirs inox (Figure 33). Le moteur de la rampe crée une différence de pression de part et d'autre de chaque filtre au-dessus duquel est posé une membrane de verre à travers laquelle transite l'eau avant de passer par le filtre. La membrane chargée du retenat est retirée soigneusement à l'aide d'une pince et placée sous l'étuve à $105^\circ C$ pendant 2 heures. Les membranes chargées et séchées sont retirées sous l'étuve et placées dans des boîtes de pétri pour éviter une éventuelle humidification et pesées avec la balance. La masse et la concentration de MES piégées de chaque échantillon sont obtenues à l'aide des équations (16) et (17) :

$$m_{MES} = m_{fc} - m_{fv} \quad (16)$$

Avec : m_{MES} = masse des MES de l'échantillon filtré ; m_{fv} = masse du filtre à vide ; m_{fc} = masse du filtre chargé.

$$[MES_{\text{échantillon}}] = \frac{m_{MES}}{V_{\text{filtré}}} \quad (17)$$

Avec : $[MES_{\text{échantillon}}]$ = concentration des MES de l'échantillon considéré ; m_{MES} = masse des MES de l'échantillon filtré ; $V_{\text{filtré}}$ = volume de filtration de l'échantillon.

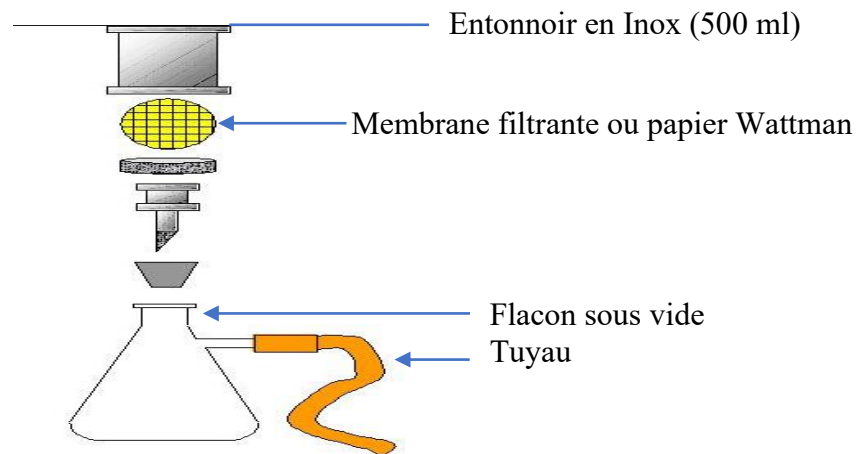


Figure 33 : Rampe de filtration

5.1.3. Entretien du réseau

Les opérations d'entretien sur l'ensemble du réseau ont été réalisées de 2021 à 2022 dans le but de nettoyer le réseau. Ces opérations ont duré de 1 minute à 75 minutes dans l'ensemble pour tous les différents types d'équipements existant sur le réseau. Une analyse physicochimique est réalisée à la fin de chaque opération pour vérifier la potabilité de l'eau par rapport aux valeurs guides de l'OMS 2017.

5.1.3.1. Manipulation des vidanges du réseau

Les vidanges ont été réalisées sur le réseau dans le but de vider l'ensemble de la tuyauterie des dépôts qu'il pouvait contenir en vue de l'amélioration de la qualité de l'eau distribuée.

Les vidanges du réseau ont été réalisées au niveau de tous les becs de vidange accessibles sur l'ensemble du réseau. Pendant cette opération les becs de vidange ont été ouverts pour laisser couler l'eau jusqu'à ce que l'eau soit moins trouble et le plus claire possible. Les opérations de vidange et de manipulation des ventouses ont été réalisées par la SODECI.

5.1.3.2. Manipulation des bouches d'incendie

Cependant, la manipulation des bouches d'incendie a été réalisée conjointement par la SODECI et l'Office Nationale de Protection Civile (ONPC) connu sous l'appellation des Sapeurs-Pompiers civils. Une manipulation de ces ouvrages d'entretien du réseau a été effectuée par la suite en vue de connaître leur état de fonctionnement actuel (Figure 34).

Les bouches d'incendie non endommagées du réseau ont fait l'objet de manipulation pendant l'entretien du réseau. Au cours de cette opération les becs de vidange ont été ouverts l'un à la suite de l'autre pour laisser couler l'eau jusqu'à ce que l'eau soit moins trouble et le plus claire possible.



Figure 34 : Manipulation des poteaux d'incendie au niveau du réseau de distribution

5.1.3.3. Ventouses

Tous les types de ventouse du réseau de distribution ont été visités pour leur entretien. Les ventouses ont été démontées pour vérifier leur état de fonctionnement.

5.1.4. Analyse physicochimique

Des analyses physicochimiques ont été effectuées après l'entretien de tous les équipements du réseau. Ces analyses ont donc permis de prendre connaissance de l'impact de l'entretien du réseau sur la qualité de l'eau distribuée.

5.1.5. Évaluation de la qualité de l'eau dans le réseau de distribution

Analyse statistique des paramètres physico-chimiques et organoleptiques

Elle a consisté à étudier les valeurs extrêmes (minima et maxima), la valeur centrale (la moyenne) et le paramètre de dispersion (écart type) des paramètres mesurés. Les valeurs de ces paramètres ont été comparées aux directives de potabilité de l'OMS (2017) (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

5.1.6. Évolution des paramètres physicochimiques et organoleptiques de l'eau dans le réseau de distribution

Afin de quantifier l'évolution des paramètres de l'eau, le taux d'évolution de chaque paramètre a été calculé suivant l'équation (18). Les calculs sont faits au niveau des canalisations et du château d'eau. Les taux d'évolution sont exprimés en pourcentage (%)

$$Ev(i) = \frac{MES(sortie) - MES(Entrée)}{MES(Entrée)} * 100 \quad (18)$$

Avec : Ev (i) : Taux d'évolution du paramètre i ; MES. (Entrée) : mesure du paramètre i à l'entrée du château ; MES. (Sortie) : mesure du paramètre i à la sortie du château.

5.2. Évaluation du niveau de satisfaction des consommateurs d'eau potable à Daloa

Pour mieux cerner le niveau de satisfaction de la population relatif à la desserte et à l'usage de l'eau du robinet, une enquête a été réalisée au sein des ménages de la zone couverte par le réseau d'AEP. Cette enquête a aussi permis d'identifier les stratégies alternatives d'approvisionnement en eau potable des populations de la commune de Daloa ; de déterminer les impacts et stratégies alternatives d'AEP de la population de Daloa.

5.2.1. Choix de la Population

Le choix de la population dans cette étude porte principalement sur les populations locales. La population enquêtée est composée des ménages raccordés et les ménages non raccordés au réseau d'AEP.

5.2.2. Taille de l'échantillon

Faute d'avoir des informations au niveau de l'ensemble de la population de la commune de Daloa, un échantillon significatif de 383 ménages à enquêter a été défini. Les facteurs déterminants de la taille de l'échantillon sont composés de la prévalence estimative de la variable étudiée (l'accès à l'eau potable), le niveau de confiance et la marge d'erreur (Levy *et al.*, 2018). La taille de l'échantillon a donc été définie selon l'équation (19) :

$$N = \frac{T^2 \times P_m(1 - P_m)}{M^2} \quad (19)$$

Avec : N = la taille de l'échantillon requise ; T = Niveau de confiance de 95 % ; P_m = proportion des ménages ayant accès à l'eau potable ; M = marge d'erreur de 3,85 %.

5.2.3. Proportion des ménages susceptible d'avoir accès à l'eau potable

En 2021, 75 % de la population de la commune de Daloa possède un branchement d'eau potable et 66,385 % des 75 % représentent les abonnés actifs (équation 19 et 20). Ce pourcentage est ramené au rapport entre le nombre total de branchement de l'année 2021 et la population de la commune de Daloa en 2021 (MINHAS, 2022). La proportion des ménages ayant accès à l'eau est définie selon l'équation **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** :

$$P_m = \frac{N_b}{P_n} h_m . 100 \quad (20)$$

Avec : P_m = Population susceptible d'avoir accès à l'eau potable ; h_m = nombre d'habitants par ménage ; N_b = Nombre de branchements ; P_n = Population de la commune de Daloa.

5.2.4. Population desservie

La population desservie est le rapport entre le nombre de branchements actifs et la population de la commune de Daloa (MINHAS, 2022). Ce rapport se définit à travers l'équation (21) :

$$P_{\text{desservie}} = \frac{N_b}{P_n} . 7 . 100 \quad (21)$$

Avec : $P_{\text{desservie}}$ = Population desservie en eau potable ; N_{ba} = Nombre de branchements actifs

P_n = Population de la commune de Daloa.

La population de la commune de Daloa a été évaluée pendant l'année 2023. L'estimation de cette population a été faite selon Pelletier (2016) à l'aide de l'équation (22) :

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n \quad (22)$$

Avec P_n = Population après n années ; P_0 = Population de l'année de référence ; α = taux d'accroissement de la population ; n = nombre d'années.

5.2.5. Analyse de la performance du réseau

Elle a été axée sur la détermination des indicateurs de performance du réseau d'AEP.

Ces indicateurs sont des variables chiffrées destinées à retranscrire de manière objective le niveau de qualité du service rendu par le distributeur d'eau à la collectivité. Ils constituent un outil efficace de régulation du fonctionnement du réseau. Ils permettent aussi de synthétiser l'activité du distributeur d'en avoir une vision globale. Par ailleurs, ils permettent de suivre l'évolution des performances d'un même distributeur au fil des années, à des fins d'une amélioration du service. Les indicateurs retenus pour l'évaluation la performance du réseau sont constitués du rendement du réseau ; l'indice linéaire de perte du réseau ; l'indice linéaire de consommation ; l'indice linéaire de réparation et l'évolution annuelle des réclamations au niveau des clients de la SODE-CI. La nature des réclamations comprend les casses, le manque d'eau et les fuites sur le réseau.

5.2.5.1. Rendement d'un réseau d'AEP

Le rendement d'un réseau de distribution permet d'apprécier sa qualité et son efficacité. Les notions de base de calcul du rendement d'un réseau d'AEP doivent être mieux appréhendées afin de mieux identifier les volumes transités pour l'analyse et le calcul du rendement. Les volumes comptabilisés consommés (V_{cc}) ou l'ensemble des consommations des abonnés est pris en compte. Hormis le volume de production, il n'existe pas de volume importé (V_i) pour desservir la population ou de volume exporté (V_{exp}) sur le réseau d'AEP à d'autres fins. Les volumes de services (V_s) représentent généralement les volumes utilisés pour l'entretien de la voirie, l'alimentation des fontaines, l'arrosage des espaces verts ou l'alimentation des poteaux incendie. Le calcul de rendement peut être fait par deux approches. La plus courante et la plus employée est le calcul annuel qui s'affranchit totalement des accidents qui peuvent intervenir sur le réseau. Cependant, sur ce type de réseau urbain, les volumes de services, l'utilisation des poteaux incendie par les pompiers ne sont pas comptabilisés et sont donc confondus à des fuites. A partir de cette approche annuelle, le rendement primaire et le rendement net peuvent être calculés à travers les équations (23) et (24)

$$\text{Rendement primaire} = \frac{V f}{V m d} * 100 \quad (23)$$

V f : Volume facturé (m^3/an); Vmd : Volumes mis en distribution(m^3/an).

$$\text{Rendement Net} = \frac{V f + V S}{V m d} * 100 \quad (24)$$

V f : Volume facturé (m^3/an); Vmd : Volumes mis en distribution(m^3/an) ; VS : Volume de Service(m^3/an).

5.2.5.2. Indices linéaires

5.2.5.2.1. Indice linéaire des volumes non comptés

C'est la différence entre le volume mis en distribution et le volume d'eau consommé par kilomètre de réseau. Il s'exprime selon l'équation **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** :

$$ILVNC = \frac{Vmd - VC (m^3/an)}{LTR (m) * 365} \quad (25)$$

ILVNC : Indice Linéaire des volumes non comptés ; Vmd : Volumes mis en distribution (m^3/an) ; VC : Volume comptabilisé (m^3/an) ; LTR : Longueur Total du Réseau (m).

5.2.5.2.2. Indice linéaire de consommation

C'est l'ensemble du volume facturé par les consommateurs par mètre linéaire de conduites. Il est défini selon Demassue (1994) par l'équation (26) :

$$IL C = \frac{V f}{365 * LTR} \quad (26)$$

Avec : ILC : Indice Linéaire de Consommation ; V f : Volume facturé (m^3/an) ; LTR : Longueur Total du Réseau (m).

5.2.5.2.3. Indice linéaire de perte

C'est un indicateur de performance des réseaux de distribution d'eau potable. Il évalue les pertes en eau sur les réseaux d'AEP en les rapportant à la longueur totale des canalisations du réseau. Il s'exprime selon Demassue (1994) à travers l'équation (27).

$$ILP = \frac{V p}{L T R * 365} \quad (27)$$

ILP : Indice Linéaire de Perte ; VP : Volume de Perte (m^3/an); LTR : Longueur Totale du Réseau (m). Les critères de caractérisation de l'ILP sont consignés dans le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

Tableau IV: Valeurs de référence pour la caractérisation de l'ILP

Type	Rural	Intermédiaire	Urbain
Critère	$D < 25$	$25 \leq D < 50$	$50 \leq D$
Bon	$ILP < 1.5$	$ILP < 3$	$ILP < 7$
Acceptable	$1.5 \leq ILP < 2.5$	$3 \leq ILP < 5$	$7 \leq ILP < 10$
Médiocre	$2.5 \leq ILP \leq 4$	$5 \leq ILP \leq 8$	$10 \leq ILP \leq 15$
Mauvais	$4 < ILP$	$8 < ILP$	$15 < ILP$

5.2.5.2.4. Indice linéaire de réparation (ILR)

L'indice linéaire de réparation est un indicateur qui donne des renseignements sur l'état de la dégradation des équipements des réseaux d'eau potable. Il s'exprime en réparation par an par kilomètre (rép/an/km). Il est donné par l'équation (28) (Abdelbaki, 2014) :

$$ILR = \frac{\text{Nombre total annuel de réparations}}{\text{Linéaire du réseau}} \quad (28)$$

Quand $ILR < 1$ rép/an/km, le réseau d'eau potable est dit non vétuste.

Quand $ILR > 1$ rép/an/km le réseau d'eau potable est qualifié de vétuste.

5.3. Modélisation du fonctionnement du réseau d'eau potable

5.3.1. Tracé du réseau d'AEP de la commune de Daloa

Le réseau d'AEP a été actualisé sur le plan de masse de la commune de Daloa à l'aide du logiciel de dessin Autocad 2017.

5.3.2. Création d'une base de données du réseau d'AEP

Après le tracé du réseau, une base de données a été conçue. A l'aide du logiciel ArcGis 10.4.1 les cartes de tous les équipements qui constituent le réseau ont été réalisées. Il s'agit de : la carte des canalisations, la carte des bornes d'incendie, la carte des ventouses, la carte des vidanges et la carte des vannes du réseau d'AEP de la commune de Daloa.

5.3.3. Réalisation du modèle conceptuel

5.3.3.1. Conception du modèle

WaterGems se sert de différents types d'outils pour la conception des réseaux d'approvisionnement en eau potable. Ces outils peuvent être directement manipulés dans le schéma ou dans la rubrique des données du navigateur. Ces outils sont composés d'objets physiques et non physiques contenant des informations relatives à l'organisation et au fonctionnement du réseau d'eau. Ils peuvent être classés en quatre catégories.

❖ **Les nœuds** : ils sont constitués des jonctions entre les conduites, des nœuds de demande, des bâches de stockage d'eau traitée et du réservoir de stockage d'eau potable.

❖ **Les arcs** : ils sont composés de tuyaux, des pompes et des vannes.

❖ **Les textes** : outils généralement non-physiques du réseau, ils sont composés des étiquettes d'identification des outils physiques et l'ensemble des commandes simples et élaborées pour la simulation du réseau.

❖ **Les courbes** : non visibles sur le schéma, elles permettent la régulation du fonctionnement des pompes, le marnage des réservoirs et la variation de la consommation à tous les nœuds de consommation du réseau au pas de temps indiqué.

Le logiciel transforme le fichier de dessin AUTOCAD en un fichier compatible à EPANET comportant les différentes composantes physiques d'un réseau d'AEP.

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, les pompes, et les vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. La Figure 35 indique les liaisons entre les différents objets Constitutifs du réseau.

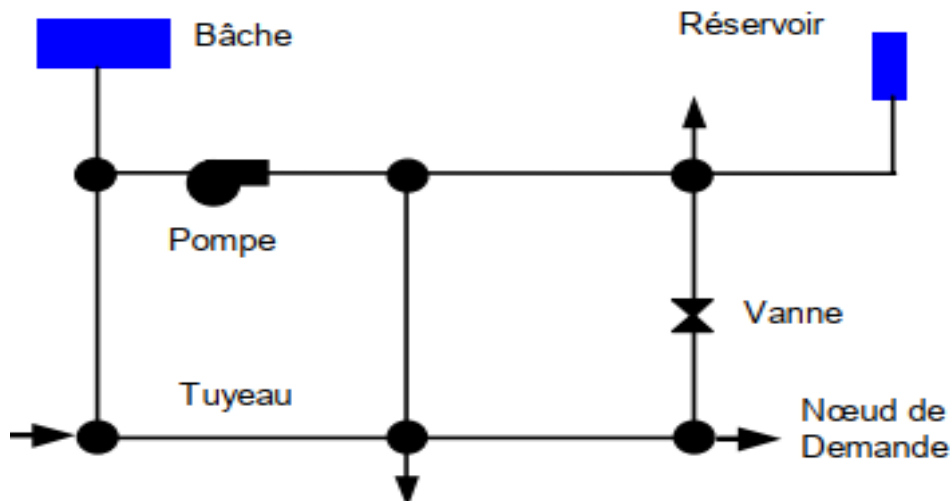


Figure 35 : Composantes physiques du réseau d'AEP de la commune de Daloa

5.3.3.2. Présentation des données d'entrée

- **Cotes au sol**

Les cotes au sol des différents nœuds du réseau ont été relevées au GPS différentiel afin de mieux se rapprocher de la réalité. Les données d'altitudes à plusieurs endroits du réseau ont été relevées de sorte à circonscrire l'aire d'existence du réseau d'eau potable. Une interpolation a été ensuite réalisée pour avoir les cotes des nœuds intermédiaires du réseau. L'affectation des cotes aux nœuds du réseau et des différents équipements a été réalisée à l'aide du logiciel WaterGems.

- **Caractéristiques des pompes**

Les pompes sont des arcs qui ajoutent de l'énergie à un fluide et augmentent ainsi sa charge hydraulique. Les principaux paramètres d'entrée pour une pompe sont ses nœuds d'aspiration

et de décharge et sa courbe caractéristique (la combinaison des charges hydrauliques et des débits que la pompe peut fournir à sa vitesse nominale). Les principaux paramètres calculés sont le débit et le gain de charge hydraulique. Le fluide traverse la pompe en un sens unique et EPANET ne permet pas aux pompes de fonctionner en dehors de leur courbe caractéristique.

- **Caractéristiques des vannes**

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont constitués des nœuds d'entrée et de sortie, du diamètre, de la consigne de fonctionnement et l'état ouvert ou fermé de la vanne. Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont le débit et la perte de charge hydraulique.

- **Caractéristiques des nœuds de demande**

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau. Ils peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont composées de l'altitude au-dessus d'un plan de référence (le niveau de la mer), de la demande en eau (débit prélevé sur le réseau) et la qualité initiale de l'eau dans le cas où une simulation de la qualité serait exécutée.

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont constitués de la pression, la qualité de l'eau et de la charge hydraulique (ou hauteur piézométrique). C'est l'énergie interne par poids spécifique de fluide ou la somme de l'altitude avec la hauteur de pression. Cette définition de la charge est différente de celle utilisée en hydraulique urbaine qui prend en compte le facteur vitesse de l'eau sous forme d'énergie cinétique ($\frac{v^2}{2g}$).

- **Caractéristiques des bâches**

Les bâches infinies sont des nœuds du réseau d'AEP qui représentent soit une source externe de capacité infinie, soit un point d'entrée ou d'injection d'eau dans le réseau. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les fleuves, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs. Les données de base pour une bâche sont constituées de la charge totale (égale au niveau de la surface de l'eau si la bâche infinie n'est pas sous pression) et la qualité initiale de l'eau dans le cas où l'on exécuterait une analyse de qualité de l'eau.

- **Caractéristiques des réservoirs**

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au fil du temps. Les données de base des réservoirs sont composées de l'altitude du

radier (où le niveau d'eau est zéro), du diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique), des niveaux initial, minimal et maximal de l'eau et la qualité initiale de l'eau. Les principaux éléments calculés dans la simulation sont constitués de la charge (altitude de l'eau), de la pression (niveau de l'eau) et de la qualité de l'eau.

- **Caractéristiques des conduites**

Les conduites sont des arcs qui véhiculent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant et l'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) vers celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les conduites sont composées des nœuds (initial et final), du diamètre, de la longueur, du coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge) et de la spécification de l'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour) des différentes conduites. Le paramètre d'état permet à des tuyaux de contenir implicitement des vannes de sectionnement et de contrôler les clapets anti-retours qui favorisent l'écoulement de l'eau dans les conduites dans un sens unidirectionnel. Les données de qualité de l'eau pour les conduites dans le cas d'une modélisation de la qualité comprennent le coefficient de réaction dans la masse d'eau et le coefficient de réaction aux parois des conduites. Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent le débit, la vitesse d'écoulement, la perte de charge, le facteur de friction de Darcy-Weisbach, la vitesse moyenne de réaction le long de la conduite et la qualité moyenne de l'eau le long des conduites.

5.3.4. Calcul de réseaux maillés

Pour un réseau maillé, après le calcul des débits en route (**Q_{ri}**) de tous les tronçons, on utilise l'expression $Q_{ni} = (Q_{ri} / 2)$ pour répartir ces débits aux nœuds du réseau (Elmeddahi, 2023). Le calcul des réseaux maillés est plus complexe. Plusieurs méthodes ont été utilisées pour réaliser ce calcul. Dans cette étude, la méthode de Hardy Cross par approximations successives a été utilisée.

5.3.4.1. Méthode de Hardy Cross

Elle est basée sur des approximations successives qui reposent sur la loi des mailles et la loi des nœuds (Figure 36).

- **Loi des nœuds**

Pour chaque nœud, la somme des débits qui y entre est égale à la somme des débits qui en sort. Cette relation s'exprime selon Carlier (1972) par (équation (29)).

$$Q_e = Q_s \quad (29)$$

où Q sortant – Q entrant = 0. Ainsi, pour le nœud A, par exemple, on a :

$$Q_A = q_1 + q_3$$

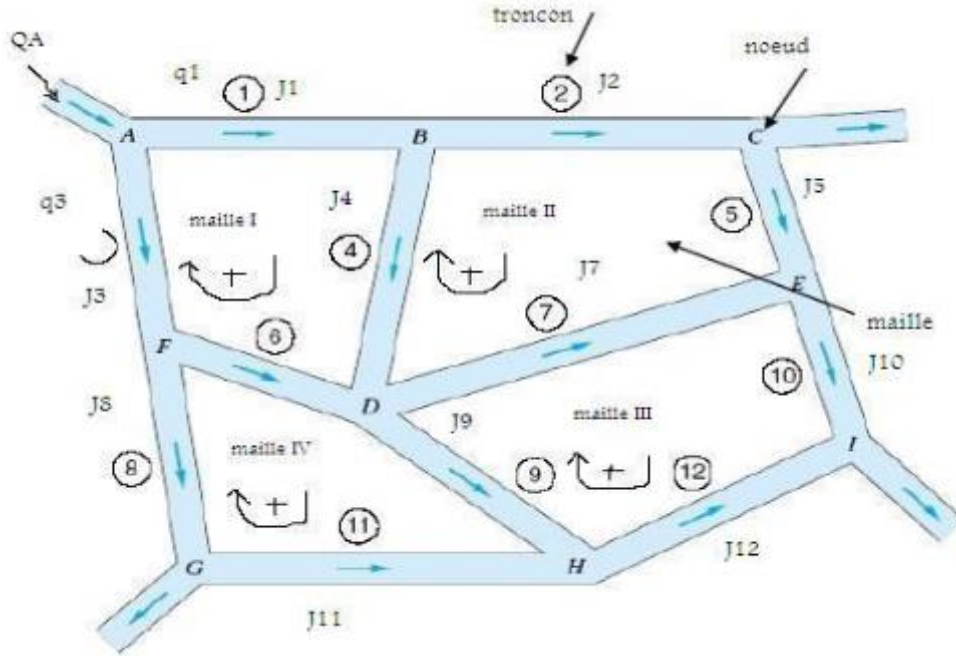


Figure 36 : Illustration de la loi des nœuds et des mailles

- **Loi des mailles ou loi de la conservation de la charge**

Le long d'un parcours fermé et orienté, la somme algébrique des pertes de charge est nulle. Cette relation est exprimée par Bedjaoui *et al.*, (2015) à travers l'équation (30).

$$\sum \Delta H_{t,i} = 0 \text{ ou } \sum J = 0 \quad (30)$$

ΔH_t étant la perte de charge totale le long d'un tronçon i (m). Pour chaque maille, on se fixe une répartition arbitraire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement, tout en respectant la première loi. Ainsi, pour chaque contour (maille), l'orientation positive est donnée par le sens des aiguilles d'une montre et pour le sens d'écoulement de l'eau indiqué par les flèches.

Pour ABDF : $J_1 + J_4 - J_3 - J_6 = 0$; Pour BCED : $J_2 + J_5 - J_7 - J_4 = 0$.

Pour DEIH : $J_7 + J_{10} - J_9 - J_{12} = 0$; Pour FDHG : $J_6 + J_9 - J_8 - J_{11} = 0$.

Cette première répartition permet de choisir les diamètres des canalisations (avec des vitesses comprises entre 0,60 et 1,20 m/s) et de calculer les pertes de charge correspondantes. La dernière égalité n'est pas vérifiée du premier coup dans toutes les mailles. Sans changer les diamètres choisis et sans perturber la première loi, on doit modifier la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge J_i et vérifier la

deuxième loi. Or, les pertes de charges sont proportionnelles au carré des débits (équation(31):

$$J_i = R_i * q_i^2 \quad (31)$$

R_i : représente la résistance de la conduite transité par le débit q_i (32).

$$R_i = \frac{8}{D^5} \frac{f l}{\pi^2 g} \quad (32)$$

5.3.5. Calcul des débits aux nœuds et des débits en route

Plusieurs méthodes sont utilisées pour le calcul des débits aux nœuds. Ce sont entre autres la méthode linéaire, la méthode des surfaces et la méthode des densités (Boudia, 2024).

5.3.5.1. Méthode linéaire

Elle stipule que le débit spécifique est le rapport entre le débit de pointe domestique et la somme totale des longueurs du réseau. Il est donné selon Kraysenbühl (1993) par l'équation (33) :

$$q_{sp} = \frac{Q_{p \text{ domestique}}}{\sum_1^n L_i} \quad (33)$$

Le débit en route est le produit entre le débit spécifique et la longueur du tronçon considéré (équation (34) :

$$Q_{ri} = q_{sp} * L_i \quad (34)$$

Le débit au nœud est alors donné par l'équation (35) :

$$Q_{ni} = \frac{\sum_{i=1}^{n=n} Q_{ri}}{2} + \sum Q_{éqi} \quad (35)$$

Avec : q_{sp} est le débit spécifique (l/s/ml) ; $Q_{p \text{ domestique}}$ est le débit de pointe domestique (l/s) ; $\sum_1^n L_i$ est la somme des longueurs de canalisation du réseau (m) ; Q_{ri} est le débit en route (en service) du tronçon considéré (l/s) ; L_i est la longueur du tronçon considéré (m) et Q_{ni} , le débit au nœud considéré (l/s). $\sum Q_{éqi}$ désigne la somme des débits des équipements concentrés au nœud considéré (l/s).

Cette méthode n'est pas précise dans la mesure où une conduite de longueur importante pourrait desservir peu d'abonnés alors que le débit résultant est très important. On préconise d'utiliser la méthode de longueur équivalent au lieu de la longueur géométrique. Cette méthode consiste donc à associer à la longueur géométrique, un coefficient appelé coefficient

équivalent C. Les coefficients équivalents en fonction du service assuré par le tronçon considéré sont consignés dans le Tableau V.

Tableau V : Coefficients équivalents en fonction du service assuré par le tronçon considéré

Nature du service assuré par tronçon	Longueur Géométrique (Lg)	Coefficient Equivalent (C)	Longueur Equivalente (Le)
Bâtiments disposés sur les deux côtés du tronçon	Lg	2	2 Lg
Habitations disposées sur les deux côtés du tronçon	Lg	1,56	1,5 Lg
Tronçon assure la distribution sur l'un des cotés	Lg	1	Lg
Habitations à l'extrémité aval du tronçon	Lg	0,5	0,5 Lg
Tronçon n'assurant aucun service en route	Lg	0	0

5.3.5.2. Méthode des surfaces

Cette méthode est basée sur la division de la surface totale du réseau en surfaces partielles qui entourent les nœuds. Le débit spécifique est le rapport entre le débit de pointe domestique et la somme totale des surfaces partielles du réseau selon l'équation (36)

$$q_{sp} = \frac{Q_{p \text{ domestique}}}{\sum_1^n S_i} \quad (36)$$

Le débit en route est alors exprimé à travers l'équation (37) :

$$Q_{ri} = q_{sp} * S_i \quad (37)$$

Le débit au nœud est donné par la relation de l'équation (38) :

$$Q_{ni} = \frac{\sum_{i=1}^{n=n} Q_{ri}}{2} + \sum Q_{éqi} \quad (38)$$

$\sum_1^n S_i$ désigne la somme des surfaces partielles (m²). L'inconvénient de cette méthode réside dans le fait qu'elle ne tient pas compte de la densité des habitants par surface.

5.3.5.3. Méthode des densités

Cette méthode est celle qui a été choisie pour le calcul des débits aux nœuds et en route au cours de cette étude. C'est la méthode la plus précise qui nous donne le débit réel desservi par le tronçon considéré. Le débit spécifique est le rapport entre le débit de pointe domestique et le nombre total d'habitants. Il est donné par l'équation (39):

$$q_{sp} = \frac{Q_{p \text{ domestique}}}{\sum_1^n N_{pi}} \quad (39)$$

Le débit en route est alors exprimé à travers l'équation (40):

$$Q_{ri} = q_{sp} * N_{pi} \quad (40)$$

Le débit au nœud est donné par l'équation (41)

$$Q_{ni} = \frac{\sum_{i=1}^{n=n} Q_{ri}}{2} + \sum Q_{éqi} \quad (41)$$

N_{pi} est le nombre d'habitants desservis par le tronçon considéré (hab.) et $\sum_1^n N_{pi}$, le nombre d'habitants desservis par le nœud (hab.)

5.3.6. Calcul des coefficients de modulation aux nœuds

La courbe de modulation de la demande aux nœuds du réseau permet d'obtenir la variation de la consommation en eau sur l'ensemble du réseau durant toutes les heures d'une journée. Les coefficients de modulation ou de variation de la consommation à tous les nœuds du réseau d'AEP de la commune de Daloa ont été obtenus grâce aux données enregistrées par les capteurs sur l'ensemble du réseau pendant 24 heures.

5.3.7. Calcul de la perte de charge dans les conduites

La perte de charge ou charge hydraulique perdue sous l'action du frottement de l'eau aux parois des conduites peut être calculée en utilisant une de ces trois formules de Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach et de Chézy-Manning. La formule de Hazen-Williams est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents. La formule de Chézy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres. La formule de Darcy-Weisbach est sélectionnée par défaut, s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides. La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est plus largement utilisée en Europe. Cette formule a été utilisée dans cette étude pour la fiabilité de ses résultats. Chaque formule utilise l'équation suivante pour calculer la perte de charge entre les nœuds de début et de fin des conduites (42) :

$$hL = AqB \quad (42)$$

hL est la perte de charge par unité de longueur, q le débit (Volume/Temps), A le coefficient de résistance, et B l'exposant du débit.

PARTIE II,: MATERIEL ET METHODES

Une vue synoptique des expressions des coefficients de résistance et des valeurs de l'exposant d'écoulement pour chacune des formules sont consignées dans le Tableau VI. Chaque formule utilise un coefficient de rugosité qui diffère en fonction de la formule utilisée, du type de matériau et de l'âge de la conduite.

Tableau VI : Formules de perte de charge pour toute la longueur de la canalisation en charge

Formule de perte de charge (m.c.e)	Perte de charge Totale (A)	Exposant du débit (B)
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1,852} d^{-4,871} L$	1,852
Darcy-Weisbach	$0,0827 f (\epsilon, d, q) d^{-5} L$	2
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5,33} L$	2
Q = débit (m³/s)		

C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams ; ϵ = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m) ; F = facteur de friction (dépendant de ϵ , d et q) ; n = Coefficient de rugosité de Manning ; d = diamètre du tuyau (m) et L = longueur du tuyau (m).

Le Tableau VII donne les intervalles généraux de ces coefficients pour différents types de matériaux de tuyaux neufs.

Tableau VII : Coefficient de rugosité pour les tuyaux neufs

Matériau	Coefficient de Hazen-Williams (universel)	ϵ de Darcy- Weisbach (mm)	N de Manning (universel)
Fonte revêtue	130 - 140	0,25	0,012 – 0,015
Béton ou revêt de béton	120 - 140	0,3 - 3	0,012 – 0,017
Fer galvanisé	120	0,15	0,015 – 0,017
Plastic	140 - 150	0,0015	0,011 – 0,015
Acier	140 - 150	0,03	0,015 – 0,017
Céramique	110	0,3	0,013 – 0,015

La correspondance entre les coefficients de rugosité pour différent types de matériaux est consignée dans le Tableau VIII.

Tableau VIII : Correspondance entre les différents coefficients de rugosité

Coefficient de Hazen-Williams	95	106	116	130	136	141	145	146.5
Coefficient de Darcy-Weisbach (mm)	2	1	0,5	0,25	0,1	0,05	0,025	0

5.3.8. Spécification des options de simulation

5.3.8.1. Unités de débits

Les unités sont appliquées aux demandes dans les nœuds et aux débits dans les tuyaux. Le choix des unités litres par seconde ou mètres cubes permet d'effectuer les calculs dans le système international ou en unités métriques. Le choix des gallons, pieds cubes ou acre-pieds, permet au logiciel d'effectuer les calculs en utilisant le système des unités américaines. Toutefois, le changement des unités de débit en cours de projet a des répercussions sur toutes les données du projet. Les valeurs numériques restent identiques si les unités en cours de calcul ne sont pas converties dans la deuxième unité choisie.

5.3.8.2. Formule de Perte de Charge

Pour calculer la perte de charge en fonction du débit dans le tuyau, l'utilisateur a le choix entre les formules de : Hazen-Williams ; Darcy-Weisbach et Chezy-Manning. Compte tenu du fait que chaque formule mesure la rugosité d'une manière différente, le changement de formule a pour conséquence la modification de tous les coefficients de rugosité, de la même manière que les unités de débits. Dans cette étude, la quête de résultats précis nous a emmené à choisir la formule de Darcy-Weisbach pour le calcul des pertes de charge dans le réseau.

5.3.8.3. Courbe de Modulation

La courbe de modulation du réseau est la courbe caractéristique de la variation de la demande journalière de la consommation. Elle s'applique aux nœuds auxquelles on n'a pas attribué de courbe de modulation individuelle. La variation de la demande a été calculée pour toutes les heures de la journée. Cette courbe a été obtenue à l'aide de données mesurées sur le terrain. Le coefficient de modulation pour une heure est donné par le rapport entre la consommation spécifique d'une heure et la consommation totale du réseau pendant 24 heures successives (Zanzoun *et al.*, 2018).

5.3.8.4. Intervalle de temps dans les calculs hydrauliques

L'intervalle de temps entre deux calculs successifs du système hydraulique est 1 heure.

L'intervalle de temps utilisé pour les courbes de modulation de la demande est fixé à 1 heure.

5.3.8.5. Nombre maximal d'itérations

Le nombre maximum d'itérations pour la résolution des équations non-linéaires utilisées lors du calcul de l'état hydraulique pour un instant donné est de 40 précisions. Le critère de convergence qui indique que la solution des équations non-linéaires a été trouvée est de 0,001.

Le programme arrête les itérations lorsque la somme de toutes les variations de débit divisée par la somme de tous les débits est inférieure à 0,001.

5.3.8.6. Calcul des coefficients de modulation de la demande

La courbe de modulation de la demande aux nœuds du réseau permet d'obtenir la variation de la consommation en eau sur le réseau pendant 24 heures. Les coefficients de modulation ou de variation de la consommation à tous les nœuds du réseau ont été obtenus grâce aux données enregistrées par les capteurs placés sur le réseau pendant 24 heures (Figure 37).

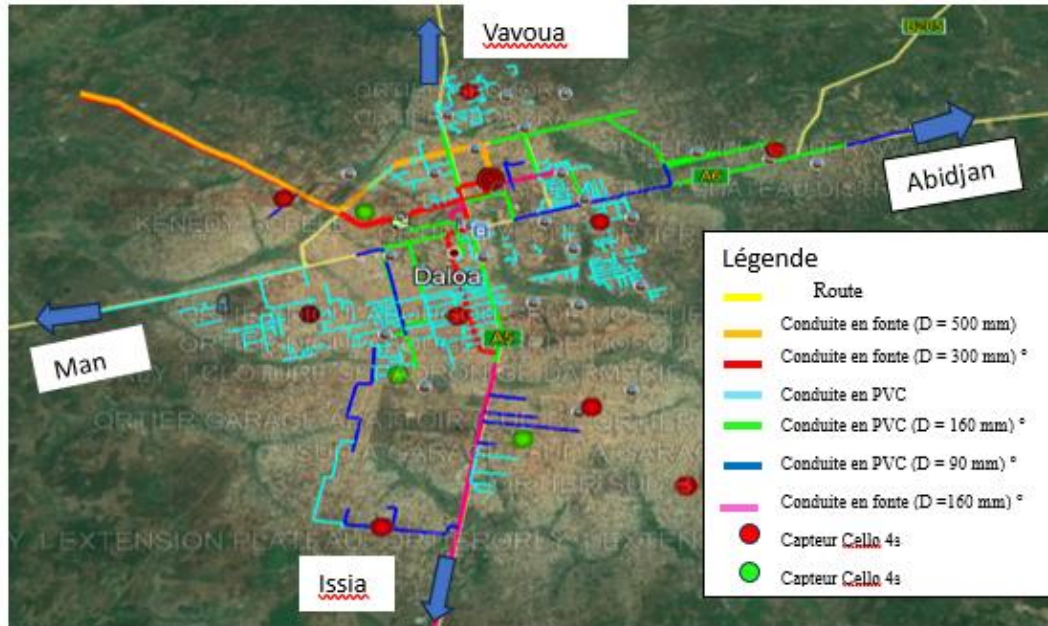


Figure 37 : Répartition des capteurs sur le réseau d'AEP de la commune de Daloa

Ce coefficient, pour chaque heure s'obtient par le rapport entre le débit horaire (Q_h) et la moyenne de tous les débits horaires Q_{hi} (équation(43)).

$$C_m = \frac{Q_h}{Q_{hi}} \quad (43)$$

5.3.9. Calage du modèle

5.3.9.1. Calage en débit

Il consiste à s'assurer qu'il y a une adéquation entre le débit nominal, la HMT et le débit de pompage des pompes de reprise (Khedimallah, 2014). La vérification a consisté à la lecture des débits instantanés du compteur de la pompe de reprise de la conduite d'amenée 500 mm (Figure 38) pendant 24 heures à un pas de temps de 2 heures. La pression correspondante aux débits instantanés pendant 24 heures à un pas de temps de 2 heures a été relevé.



Figure 38 : Valeurs de débit et pression instantanées au niveau de la reprise 500

Les valeurs des pressions ont été également lues au niveau du manomètre de la pompe de reprise de la conduite 300 mm (Figure 39).



Figure 39 : Valeurs de débit et pression instantanées au niveau de la reprise 300

5.3.9.2. Calage en pression

Le calage en pression a consisté à intégrer les données enregistrées au niveau des capteurs dans le modèle de sorte à obtenir un ajustement parfait entre les données de pression simulées par le modèle et celles enregistrées sur le terrain.

5.3.9.3. Evaluation de la performance du modèle

L'évaluation implique la comparaison des résultats du modèle aux données observées pour déterminer leur adéquation par rapport à l'objectif visé. Ce processus permet de documenter la précision du modèle en matière de prédictions spécifiques dans des contextes particuliers, tout en tenant compte des erreurs potentielles liées aux variables d'entrée ou à l'analyse des données (Goswami & Dutta, 2020). L'ensemble des critères statistiques retenus dans cette

étude pour l'évaluation de la performance du modèle Epanet est composé du coefficient de corrélation et l'écart entre les valeurs simulées et les valeurs observées. Le coefficient de corrélation doit être compris entre 0,7 et 1 et l'écart entre les valeurs observées et simulées doit être inférieur à 5 %.

5.4. Optimisation du réseau d'eau potable de la commune de Daloa

La commune de Daloa connaît des problèmes d'eau tant sur le plan qualitatif que quantitatif. L'optimisation du réseau permettra de proposer les solutions pour un fonctionnement idéal.

5.4.1. Evaluation des besoins en eau

5.4.1.1. Estimation de la population

Les besoins en eau dans cette étude ont été évalués selon la croissance géométrique de la population basée sur les méthodes d'extrapolation des tendances. Cette méthode consiste à calculer le taux géométrique de variation annuelle moyenne et l'appliquer à la population de départ. Le taux géométrique de variation annuelle moyenne s'exprime selon l'équation (44):

$$r = \left[\left(\frac{P_o}{P_b} \right)^{1/y} \right] - 1 \quad (44)$$

P_o = Population de départ ; P_b = population initiale (période de base) ; y = nombre d'années pendant la période de base ; r = taux géométrique de variation annuelle moyenne.

La population projetée s'exprime selon l'équation (45) :

$$p_t = p_o * (1 + r)^t \quad (45)$$

p_t = Population de l'année t ; P_o = Population de départ ; t = nombre d'années de projection.

5.4.1.2. Catégorisation des besoins

La variation de la consommation en eau potable d'une localité varie en fonction des différents types de consommateurs de la zone concernée. A Daloa, les besoins en eau de consommation sont essentiellement composés des besoins domestiques, scolaires et sanitaires.

5.4.1.3. Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$) ou consommation moyenne journalière est la quantité d'eau consommée par l'ensemble des abonnés actifs pendant 24 heures (Elmeddahi, 2023). Ce volume est la somme de toutes les consommations majorées des pertes d'eau dans le réseau d'eau et est évalué selon l'équation (46) :

$$(Q_{moy,j}) = \frac{D * N_i}{1000} (m^3 / j) \quad (46)$$

$Q_{moy,j}$ = Débit moyen journalier ; D = Dotation journalière par habitant (l/j/hbt) ; N_i = Nombre d'habitants ; m^3/j = mètre cube par jour.

5.4.1.4. Majoration du débit moyen journalier

Les casses observées sur les conduites défectueuses des réseaux d'AEP et les écoulements diffus provoqués par un manque d'étanchéité entre les joints de suture des conduites sont à l'origine des pertes d'eau observées sur le réseau (Elmeddahi, 2023). Elles sont souvent difficiles à quantifier sur les réseaux d'AEP non dotées d'équipements de surveillance automatique. L'on majore de 10 % le débit moyen journalier par un coefficient de perte K_f estimé à 1,1 (équation (47)).

$$Q_{moy.j.maj} = k_f * Q_{moy.j} \quad (47)$$

La consommation en eau des localités n'est jamais constante. Elle varie en fonction des périodes de la journée.

5.4.1.5. Débit maximal journalier

Le débit maximal journalier correspond à la consommation maximale pour une journée de l'année. Ce débit permettra de dimensionner les ouvrages de captage et d'adduction. La détermination du débit maximal journalier fait usage d'un coefficient maximal journalier k_{max} variant de 1,1 à 1,3 en fonction de la zone d'étude, des agglomérations et de la nature des activités. Le débit maximal journalier s'exprime selon l'équation (48) :

$$Q_{max.j} = k_{max} * Q_{moy.j.maj} \quad (48)$$

5.4.1.6. Débit de pointe horaire

Le débit de pointe horaire est le débit maximal enregistré pendant une heure de l'année où la consommation serait maximale. Son estimation se fait à travers la majoration du débit moyen journalier par le coefficient de pointe horaire. Son expression est donnée par l'équation (49).

$$Q_{ph} = Q_{moy.j.maj} * k_{ph} \quad (49)$$

5.4.1.7. Réserve d'équilibre (Re)

C'est le volume d'eau nécessaire pour satisfaire à la demande lorsque celle-ci excède la consommation journalière maximale. Ainsi, lorsque la production est déficitaire par rapport à la demande, le déficit à combler est assuré par la réserve d'équilibre (Nesrine, 2021). Sa capacité est estimée à 20 % de la consommation moyenne journalière selon l'équation (50) :

$$R_e = 0,2 Q_{moy.j} \quad (50)$$

5.4.1.8. Réserve incendie (Ri)

C'est le débit d'eau pour lutter contre les incendies pouvant se produire pendant la journée de consommation maximale. Elle est fonction du débit et de la durée de l'incendie.

5.4.2. Optimisation du réseau d'AEP

Le système de production du réseau d'AEP de la commune de Daloa nécessite une optimisation tant sur le plan qualitatif que quantitatif.

5.4.2.1. Optimisation de la filière de traitement

Elle consiste à renforcer la capacité du système de traitement actuel pour réduire des teneurs en fer et en manganèse. Elle a porté sur l'entretien des ouvrages électromécaniques et du génie civil.

5.4.2.2. Optimisation par entretien des ouvrages électromécaniques

Il existe plusieurs ouvrages électromécaniques à la station de traitement (les siphons de partialisation, les vannes, les groupes électropompes). Dans le cadre de cette étude, les vannes pneumatiques ont été choisies pour déterminer l'incidence de cet ouvrage sur le traitement de l'eau. En effet, elles permettent l'évacuation des boues produites au cours du traitement. Ainsi, une comparaison des résultats d'analyses physiques et chimiques de l'eau traitée en cas de fonctionnement et d'arrêt suite à une panne a permis de déterminer les conditions d'optimisation de la filière de traitement.

5.4.2.3. Optimisation par entretien des ouvrages du génie civil

Il existe également plusieurs ouvrages du génie civil à la station de traitement (la vasque d'arrivée d'eau brute, le flocculateur, le décanteur, le filtre à sable, la bache,). Dans le cadre de cette étude, tous les ouvrages de la station ont été nettoyés afin de déterminer l'impact de l'entretien des ouvrages sur le traitement de l'eau. Une comparaison des résultats d'analyses physiques et chimiques de l'eau traitée en cas d'entretien et de non entretien a permis de déterminer les conditions d'optimisation de la filière de traitement.

5.4.2.4. Optimisation de la quantité

L'optimisation sur le plan quantitatif demande une augmentation de la capacité de production. Le débit d'optimisation est la différence entre le débit actuel de consommation réévalué et le débit de production actuel exprimé selon l'équation (51).

$$Q_{Op} = Q_{Réévalué} - Q_{Prod\ actuel} \quad (51)$$

Avec : Q_{op} débit d'optimisation ; $Q_{révalué}$: Débit actuel de consommation réévalué ; Q_{prod} : le débit production actuel

5.4.3. Optimisation du système d'adduction

L'Optimisation du système d'adduction nécessite l'ouverture d'une troisième ligne d'adduction pour acheminer le débit d'optimisation de l'usine de production au réservoir.

5.4.3.1. Dimensionnement des conduites

La conduite d'amenée est celle par laquelle l'eau brute est acheminée vers la station de traitement. Cette conduite de refoulement quitte donc la station de traitement et transporte l'eau potable obtenue au niveau du château d'eau. Le diamètre économique est déterminé à l'aide de la formule de Bresse. Les vitesses induites par le diamètre de la conduite retenues doivent demeurer dans les plages économiques : $0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 0,8 \text{ m/s}$ (annexe 4).

5.4.3.2. Dimensionnement du réservoir.

La méthode forfaitaire a été utilisée. Cette méthode estime la capacité du réservoir à 30 % du débit de production.

5.4.4. Optimisation du réseau de distribution

5.4.4.1. Identification de l'emplacement des réservoirs projetés

Pour une meilleure couverture de la distribution en eau potable de la commune de Daloa les réservoirs projetés seront placés au niveau des côtes les plus élevées de la commune de Daloa.

5.4.4.2. Détermination de la capacité du réservoir

La méthode forfaitaire a été utilisée. Dans cette méthode, 30% du débit est égal à la capacité du réservoir.

Conclusion partielle

Ce chapitre avait pour but de faire la présentation de la méthodologie adoptée dans cette étude en fonction des différents objectifs spécifiques. Les différentes données collectées pour l'étude ont permis d'acquérir des informations diverses et utiles à sa réalisation. Les analyses physicochimiques et chimiques, effectuées moins de 24 heures après le prélèvement des échantillons d'eau. Le volume et l'importance des données collectées ont nécessité l'utilisation d'un matériel de traitement fiable et performant, avec des logiciels adaptés pour la modélisation hydraulique, l'optimisation du réseau et le dimensionnement des conduites du réseau d'AEP. La présentation et l'analyse aussi bien que la discussion des résultats obtenus à l'aide de ces méthodologies fait l'objet de la troisième partie du mémoire.

A decorative graphic of a light gray scroll with a blue border. The scroll is unrolled in the center, with the title text inside. The top and bottom edges of the scroll have rounded, curled-up ends, and the left and right sides also feature rounded, curled-up ends, giving it a three-dimensional appearance.

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Chapitre 6 : Diagnostic du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

6.1. Diagnostic quantitatif du réseau d'AEP de la commune de Daloa

6.1.1. Système de production

- **Système de pompage d'eau brute**

La retenue d'eau brute qui sert de source d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa est confrontée à de nombreuses difficultés. La colonisation des végétaux aquatiques, diminue progressivement la surface du plan d'eau (Figure 40).



Figure 40 : Etat d'Eutrophisation de la retenue d'eau brute

Les citernes ou bombonnes antibélier servent à protéger l'ensemble des équipements de pompage contre les chocs électriques sont hors service (Figure 41).



Figure 41 : Citerne antibélier hors service

- **Système de traitement d'eau potable**

A la station de traitement de l'eau potable, l'on constate plusieurs dysfonctionnements. Les vannes pneumatiques d'évacuation des floccs décantés sont non fonctionnelles (Figure 42). Le

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

dysfonctionnement de ces vannes pourrait alors dégrader la qualité de l'eau traitée en favorisant une remise en suspension des floccs décantés et une filtration lente et difficile.



Figure 42 : Vannes pneumatiques hors service

En outre, le filtre de la station compactes est souvent endommagé parce que non adapté au traitement d'une eau de surface très chargée en nutriments (Figure 43).



Figure 43 : Station compacte endommagé

6.1.2. Etat des lieux des systèmes d'adduction et de distribution

6.1.2.1. Structuration du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

Long de 267 541 mètres, le réseau d'AEP est composé de trois types de matériaux à savoir la fonte ductile, l'amiante ciment et le polychlorure de vinyle (PVC) (Figure 44).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

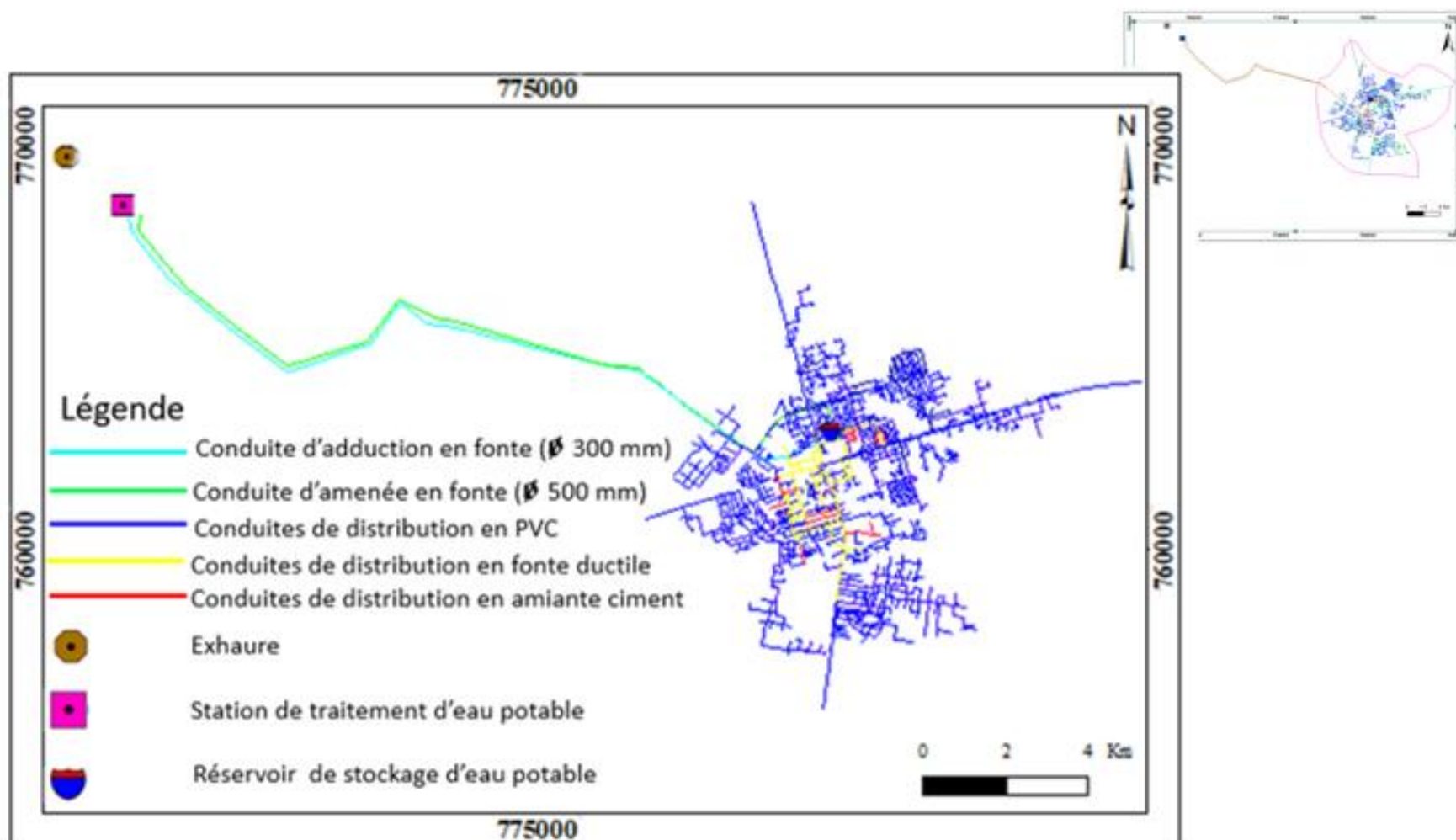


Figure 44 : Carte des différents types de matériaux du réseau d'Adduction d'Eau Potable

6.1.2.2. Répartition des types de matériaux du réseau d'AEP

Les conduites en polychlorure de vinyle (PVC) représentent 69 % du linéaire total du réseau. Les conduites Fonte Ductile (FD) représentent 28 % du linéaire total du réseau et les conduites en Amiante ciment (AC) représentent 3 % du réseau (Figure 45).

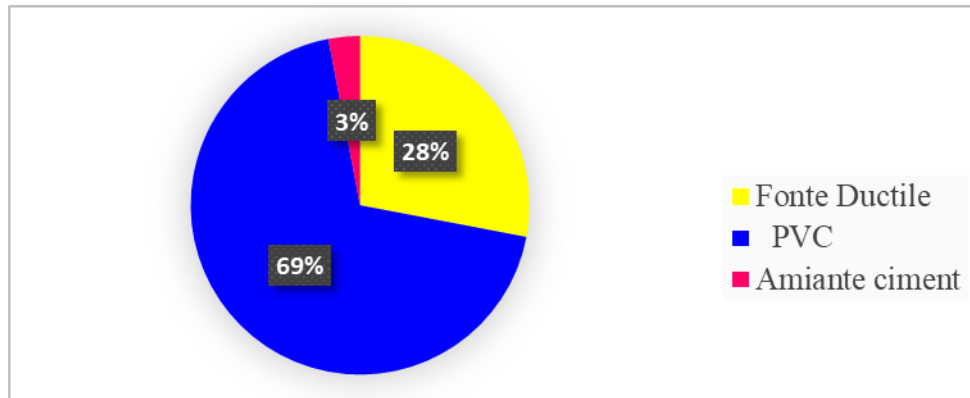


Figure 45 : Répartition du réseau en fonction des types de matériaux

- **Polychlorure de vinyle**

Le PVC constitue le matériau dominant du réseau. Il est représenté à 6 % par les Diamètres Nominaux (DN) 200, 160, 75, et 50. Il est aussi représenté à 94 % par les D N 63, 90 et 110 répartis comme suit : 64 % de DN63, 19 % de DN 90 et 11 % de DN 110 (Figure 46).

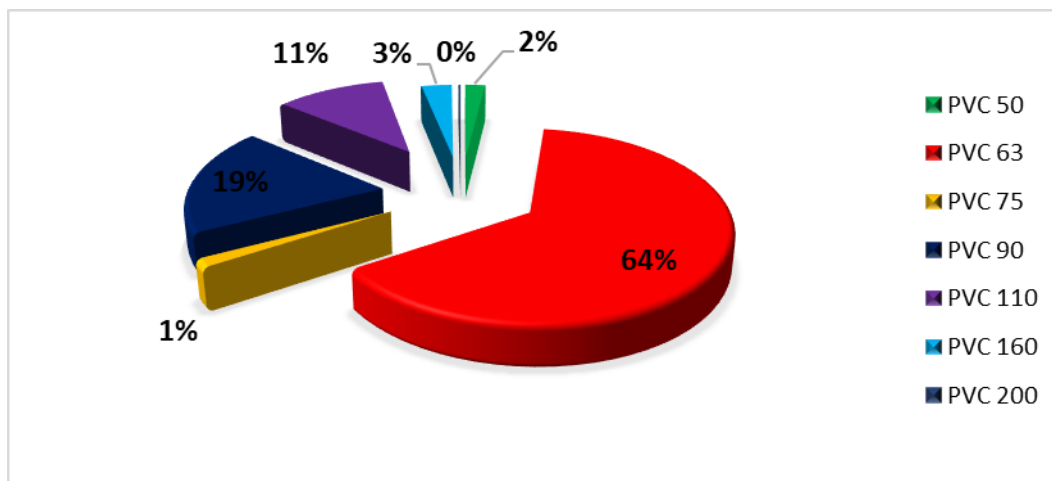


Figure 46 : Répartition des conduites en pvc par diamètre

- **Fonte ductile**

Les conduites en fonte représentent 29 % du linéaire du réseau. Elles sont réparties sur le réseau à 24 % par les DN 250, 200, 125, 100, 80 et 60. Les 76 % de la fonte ductile sont réparties comme suit : 33% de DN 500, 32 % de DN 300 et 11 % de DN 150 (Figure 47).

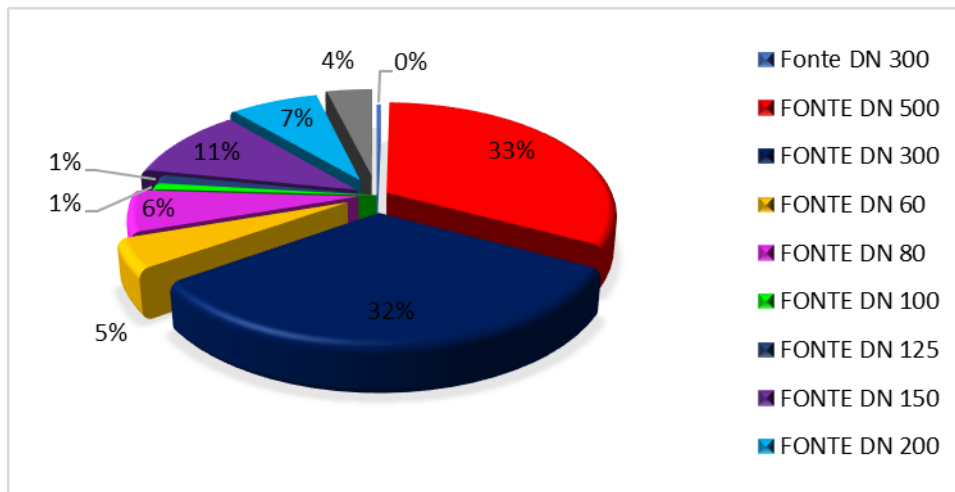


Figure 47 : Répartition des conduites en Fonte ductile par diamètre

- **Amiante ciment**

L'amiante ciment (AC), matériau minoritaire du réseau d'AEP est composé de 42 % de DN 80, 29 % de DN 60, 19 % de DN 100 et 10 % de DN 300 (Figure 48).

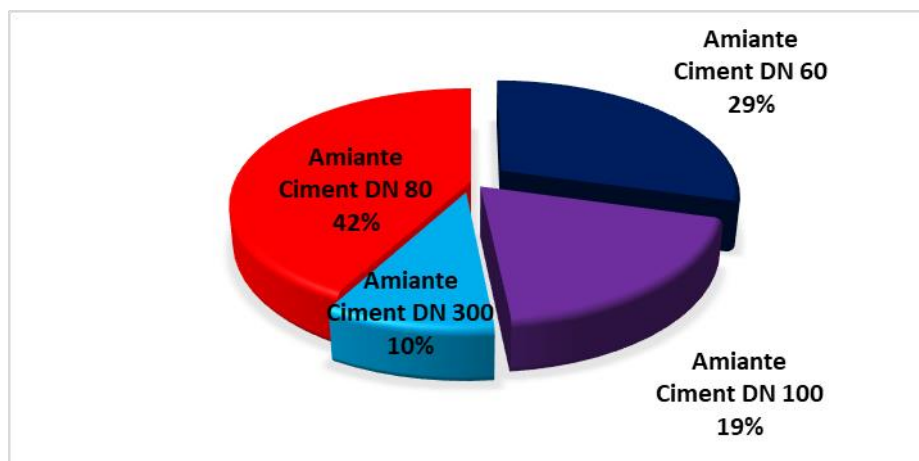


Figure 48 : Répartition des conduites en Amiante Ciment par diamètre

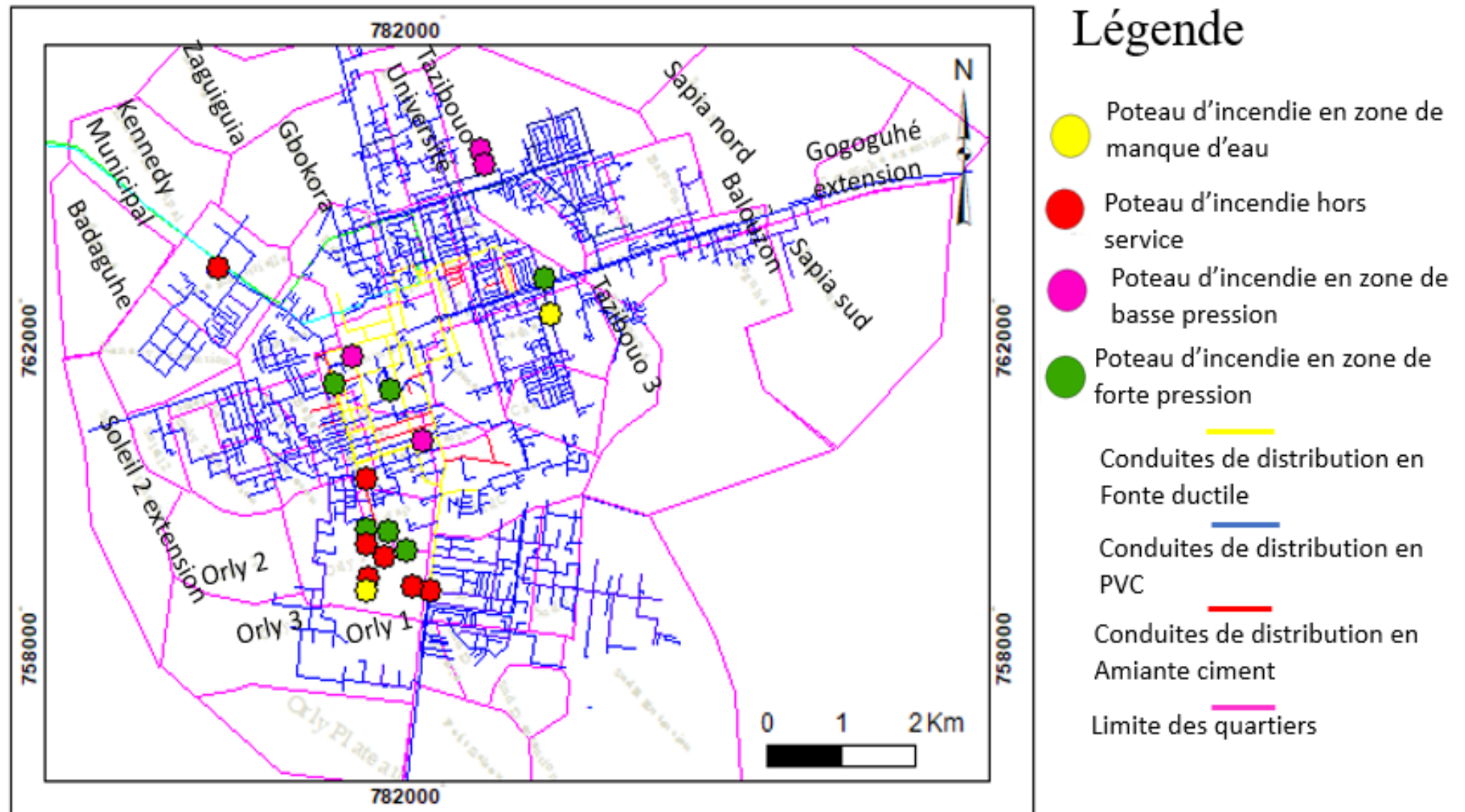
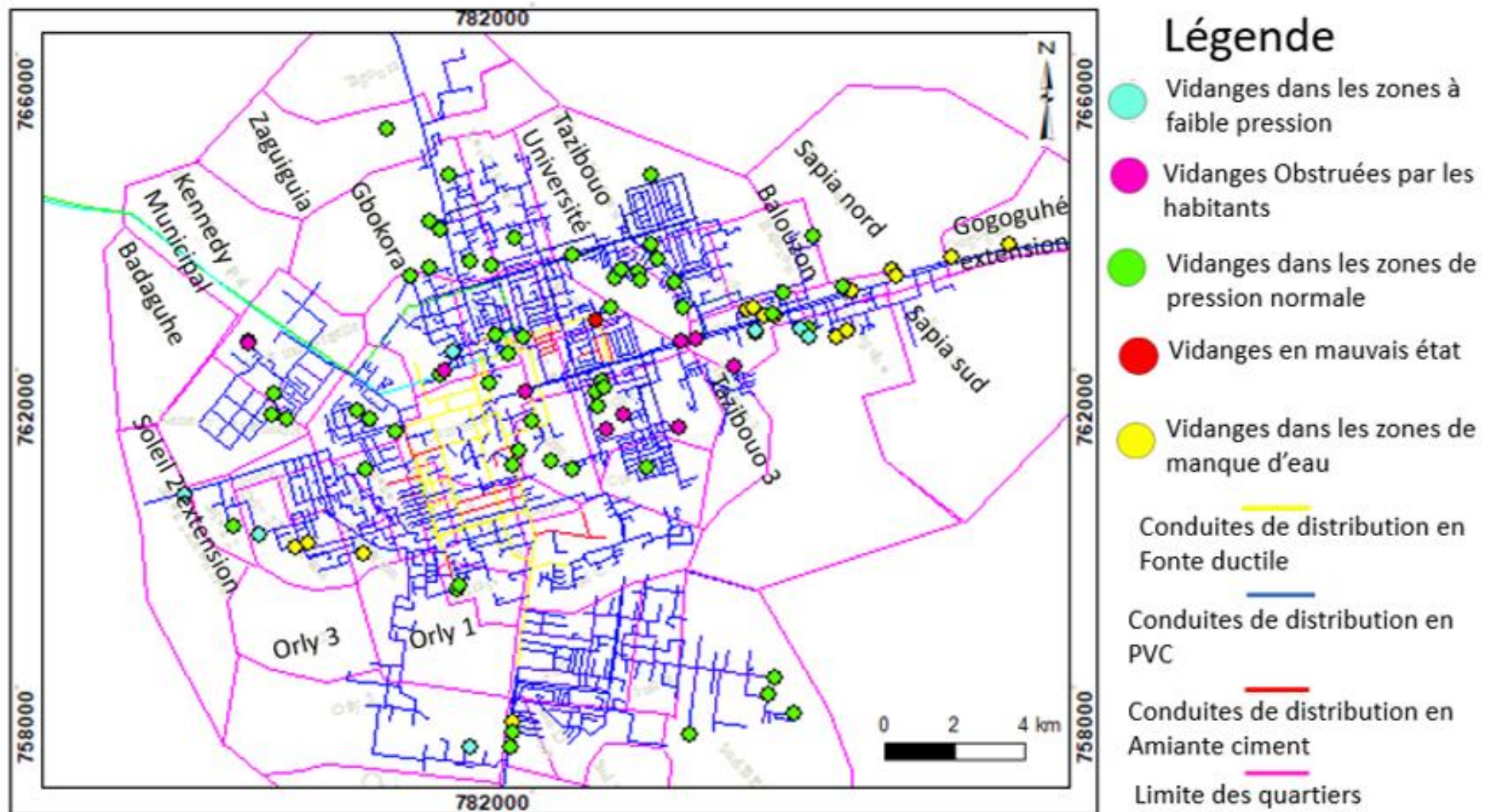


Figure 49 : Répartition des bornes d'incendie sur l'ensemble du réseau d'Adduction d'Eau Potable



PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

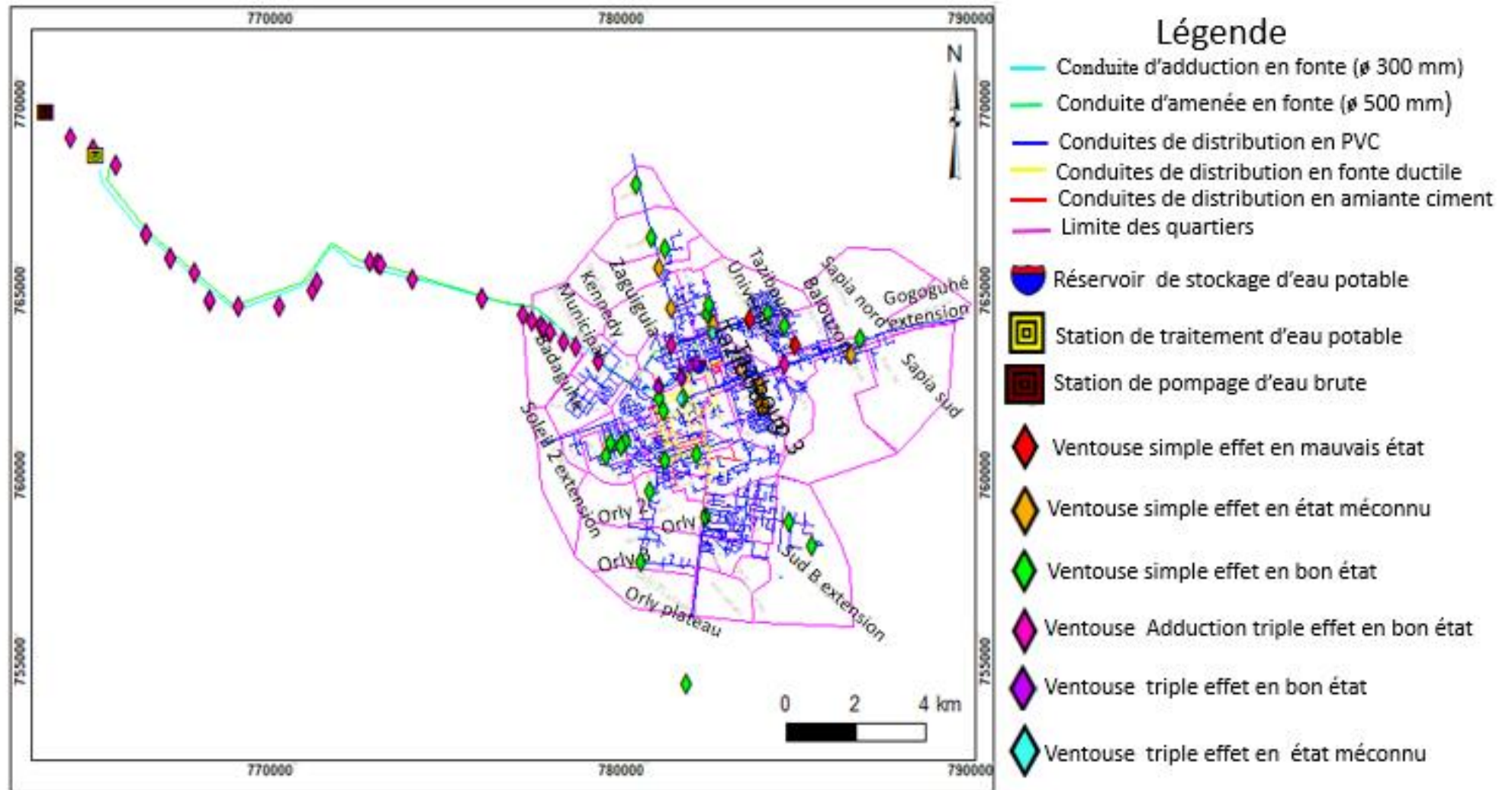


Figure 51 : Répartition des ventouses sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable

6.1.2.3. Diagnostic physique du réseau d'adduction

L'effet du ruissellement expose par endroits le réseau d'adduction au soleil (Figure 52). L'exposition du réseau au soleil pourrait constituer une source d'augmentation de la température au sein des conduites

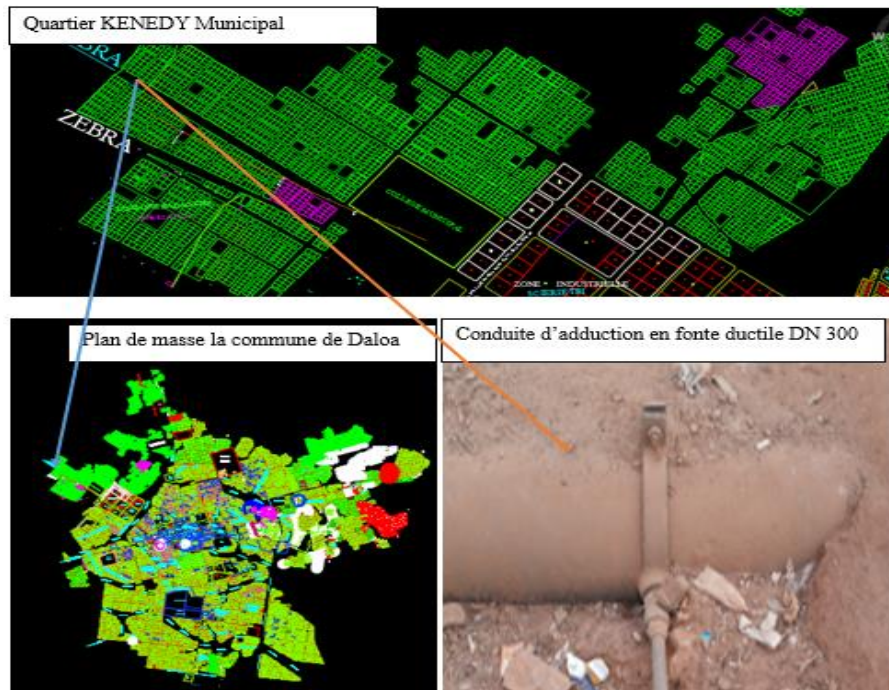


Figure 52 : Exposition du réseau d'adduction au soleil

6.1.2.4. Diagnostic physique du réseau de distribution

- Usage des équipements du réseau par les riverains

Sur le réseau de distribution, plusieurs constats ont été faits pendant les visites de terrain. D'abord, les regards qui servent d'abri pour les vannes sont transformés en dépôts incontrôlés par la population. Ce phénomène est constaté à la gare d'Issia où le regard de la conduite en fonte 250 mm qui dessert une grande zone a été transformé en dépotoir par les commerçants qui occupent la zone (Figure 53).

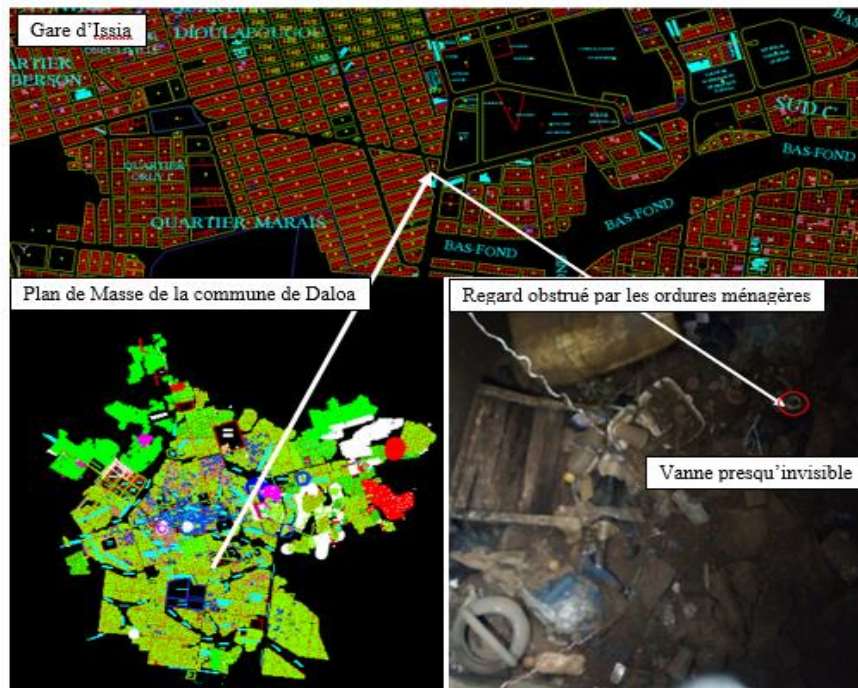


Figure 53 : Regard obstrué par les ordures ménagères

- **Corrosion de vanne du réseau**

La défaillance des vannes favorise des accumulations de boue dans le réseau en période de basse pression. Cette accumulation est l'une des causes de détérioration de la qualité de l'eau distribuée aux robinets des consommateurs (Figure 54).

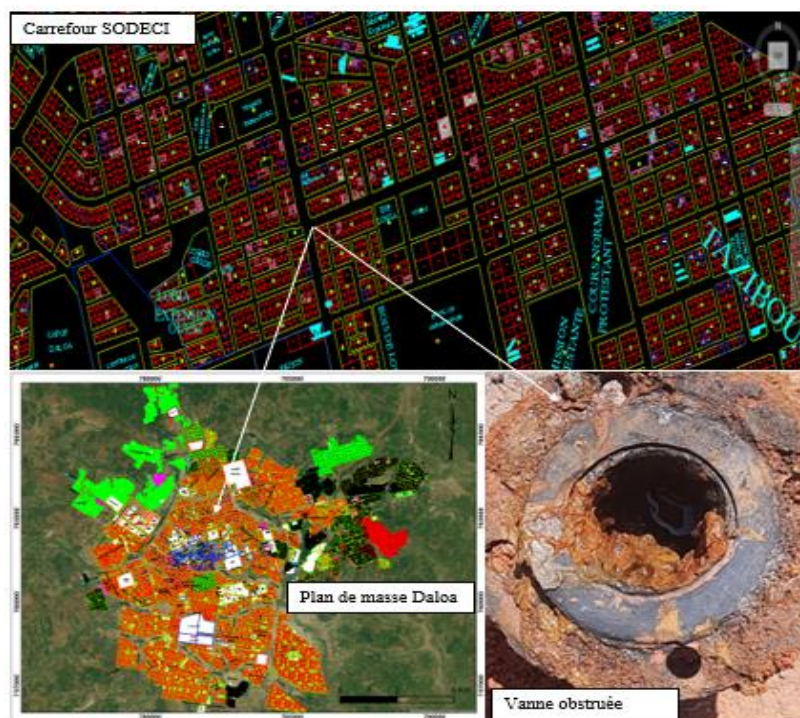


Figure 54 : Corrosion de vanne au carrefour du Christianisme céleste

- **Accumulation de boue**

Les variations de vitesses, notamment les faibles vitesses, dans le réseau peuvent entraîner une accumulation de boue à certains endroits du réseau (Figure 55).



Figure 55 : Vidange du réservoir

- **Exposition des conduites à l'air libre**

Sous l'effet de l'érosion, certaines conduites de distribution d'eau sont exposées au soleil (Figure 56). Cette exposition des conduites au soleil pourrait accroître la température et l'activité bactérienne au sein des conduites.

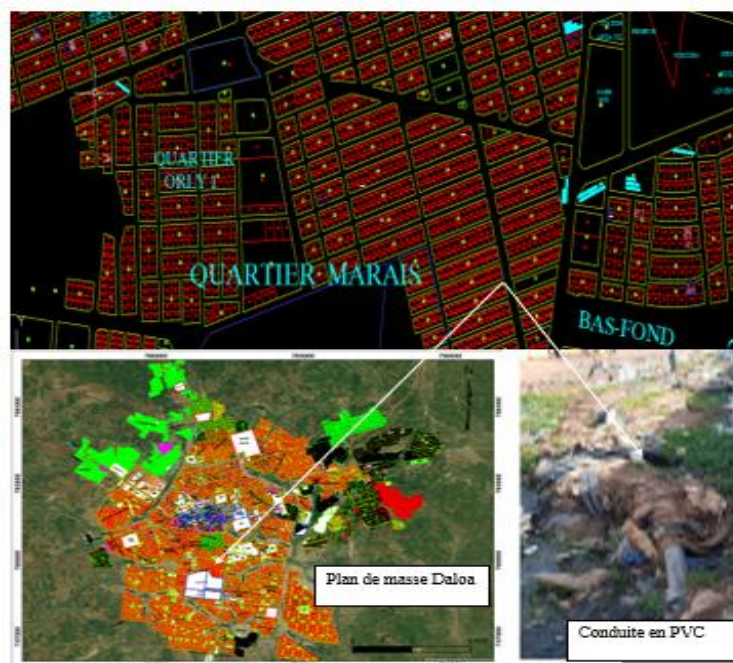


Figure 56 : Exposition de conduite au quartier marrais

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

- **Casses des conduites sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable**

Les conduites exposées à l'air libre suite à l'érosion subissent souvent des casses et entraînent des fuites d'eau (Figure 57). Plusieurs casses ont été observées sur le terrain pendant la durée de réalisation de cette étude.

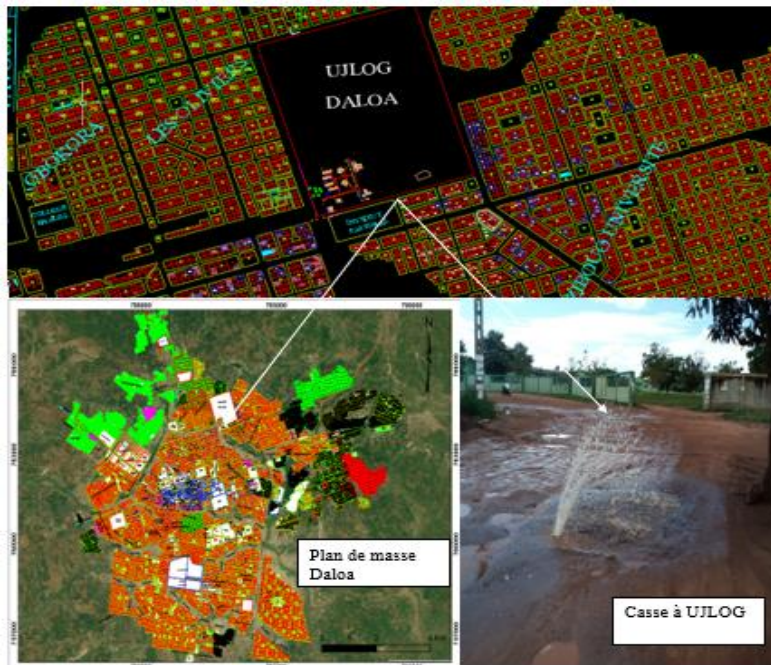


Figure 57 : Casse à l'Université Jean Lorougnon GUEDE

La Figure 58 montre une casse observée sur le réseau au feu de la station de Lobia sur l'axe non bitumée reliant la Station Petro Ivoire de Lobia au pâturage de la zone industrielle.

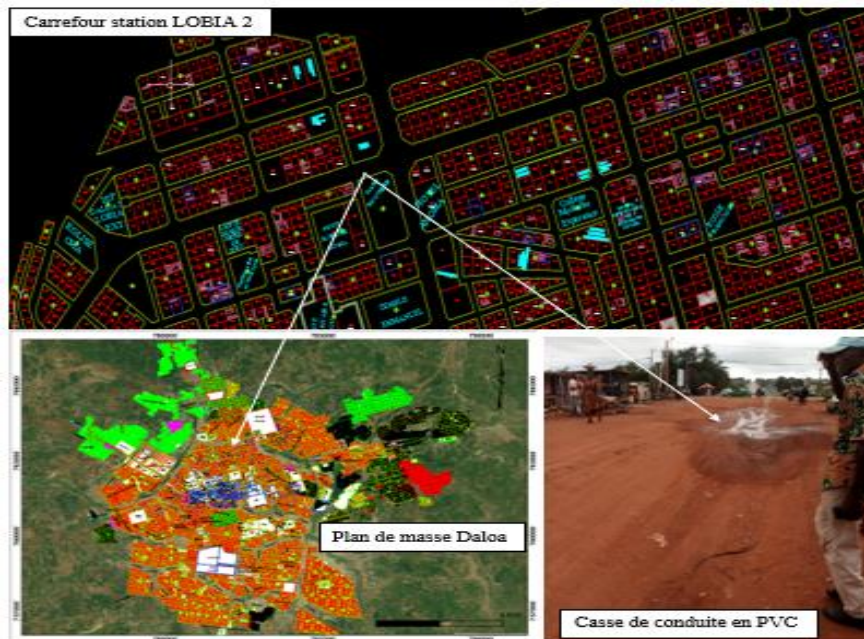


Figure 58 : Casse au feu tricolore de Lobia 2

La Figure 59 montre une fuite observée au quartier Sud B.

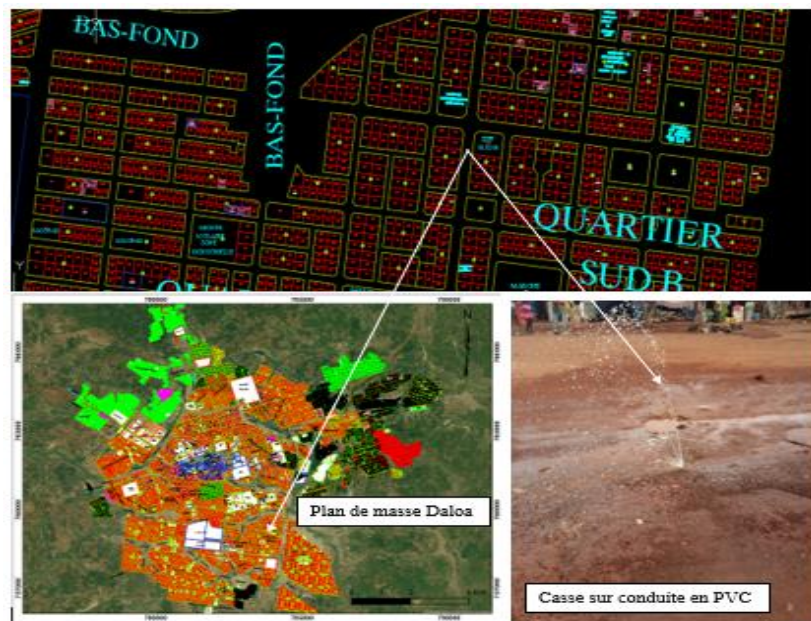


Figure 59 : Casse au quartier SUD B

6.1.2.5. Diagnostic physique des équipements du réseau d'Adduction d'Eau Potable

L'état des lieux du réseau a révélé que plusieurs équipements d'entretien du réseau d'AEP de la commune de Daloa sont en mauvais état. Parmi les bornes ou poteaux d'incendie, plusieurs sont en état de défaillance. C'est le cas de la borne d'incendie situé en face de l'Escadron (Figure 60).

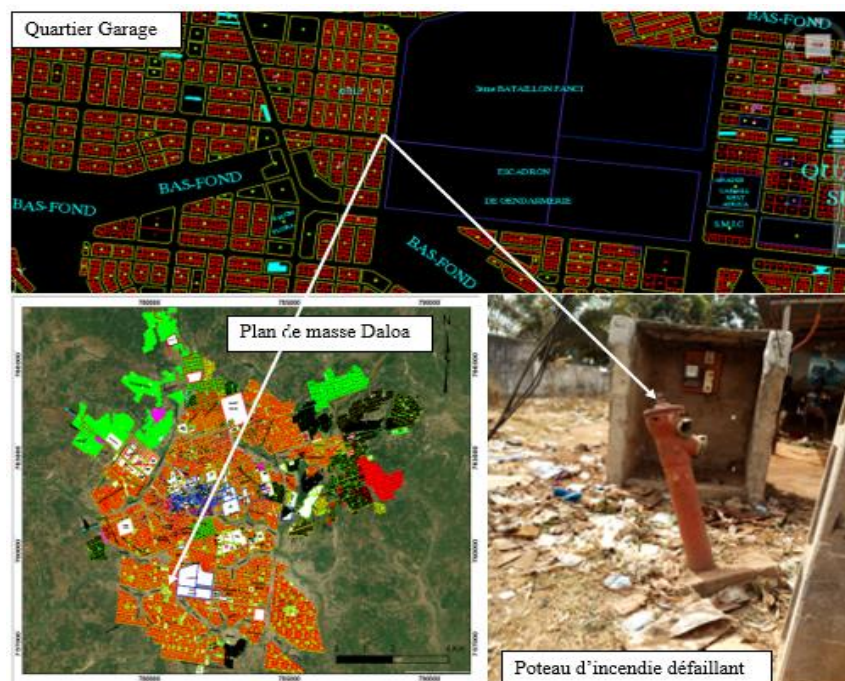


Figure 60 : Poteau d'incendie hors service au carrefour Escadron

6.2. Diagnostic fonctionnel des équipements du réseau d'Adduction d'Eau Potable

6.2.1. Ventouses

Le diagnostic du réseau révèle que le réseau d'adduction comporte essentiellement les ventouses à triple effets en bon état. Le réseau de distribution est composé de ventouses à triple effets et de ventouses à simple effet. Dans l'ensemble, 47 % des ventouses sont situées sur le réseau d'adduction contre 53 % sur le réseau de distribution (Figure 61). Les ventouses du réseau de distribution à simple effets en bon état (VTD SE BE) constituent 30 % de l'ensemble des ventouses contre 3 % des ventouses en mauvais état. Par ailleurs, 15 % des ont un état méconnu dû à l'inaccessibilité et l'enherbement des regards de protection.

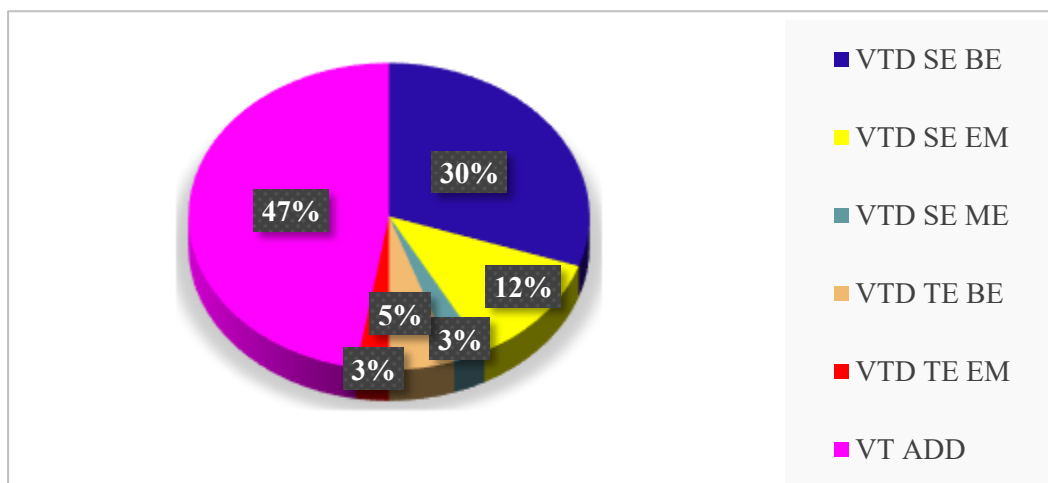


Figure 61 : Bilan de l'état de fonctionnement des ventouses du réseau de distribution d'eau de la commune de Daloa

VTD SE BE : Ventouse du réseau de Distribution à Simple Effet et en Bon Etat ;

VTD SE EM : Ventouse du réseau de Distribution à Simple Effet en Etat Méconnu ;

VTD SE BE : Ventouse du réseau de Distribution à Simple Effet et en Mauvais Etat ;

VTD TE BE : Ventouse du réseau de Distribution à Triple Effet et en Bon Etat ;

VTD TE EM : Ventouse du réseau de Distribution à Triple Effet en Etat Méconnu ;

VT ADD : Ventouse du réseau d'Adduction.

6.2.2. Bornes d'incendie

Les travaux de manipulation des poteaux d'incendie du réseau d'AEP de la commune de Daloa révèlent que : 63 % des bornes d'incendie sont en bon état contre 37 % hors service. On constate que 32 % des poteaux d'incendie se situent dans les zones de forte pression ; 21 % dans les zones de faible pression ; et 10 % dans les zones de manque d'eau (Figure 62).

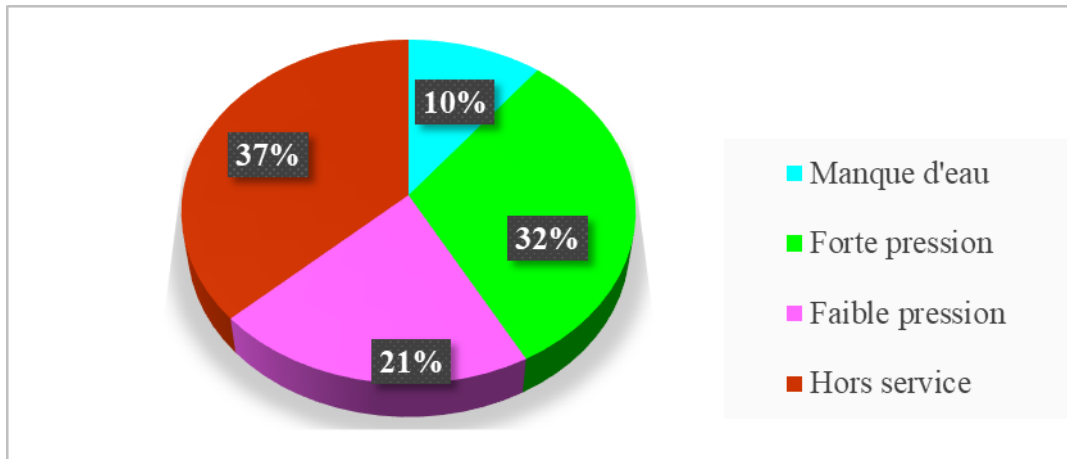


Figure 62 : Etat des lieux des bornes d'incendie sur le réseau d'Adduction Eau Potable de la commune de Daloa

6.2.3. Becs de vidange

Le réseau d'AEP de la commune de Daloa comporte 243 becs de vidanges répartie dans toute la commune (Figure 63)

Sur l'ensemble du réseau de la commune de Daloa, on a pu réaliser des vidanges sur 51 % des becs de vidange. Les zones où les vidanges n'ont pas pu être réalisées est due au fait que 24 % de l'ensemble des vidanges sont situées dans des zones de manque d'eau ; 7 % des vidanges sont situées dans les zones de faible pression ; 13 % sont inaccessibles et 5 % sont défaillantes (Figure 63).

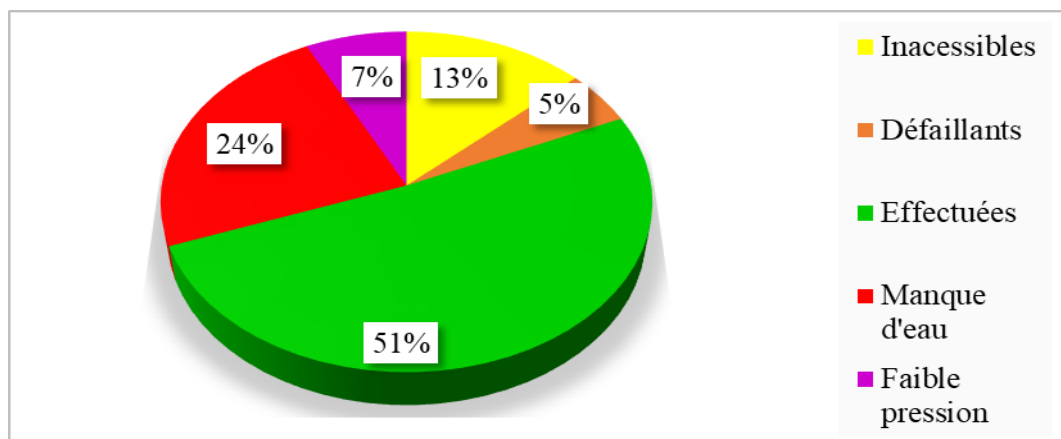


Figure 63 : Etat des lieux des vidanges du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

6.3. Diagnostic qualitatif

6.3.1. Système de Production

- Caractéristiques physico-chimiques de l'eau brute et traitée

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Les résultats d'analyses statistiques des données physico-chimiques (Annexe 2 et 3) de l'eau brute et de l'eau traitée pendant la période (2016 à 2022) sont présentés sous formes de graphes et comparés aux valeurs guides de l'OMS 2017 (Annexe 4).

• Couleur

La couleur de l'eau brute oscille entre 190,05 et 278,8 UCV (Tableau IX). Les valeurs sont supérieures à la valeur guide de l'OMS 2017 de l'eau brute et l'eau traitée fixée à 15 UCV. La valeur moyenne de la couleur est estimée à $264,12 \pm 28,05$ UCV (Figure 64). Dans l'eau traitée, elle varie de 5,27 à 7,25 avec une moyenne de $6,12 \pm 0,8$ UCV et un coefficient de variation de 13,1 %. Après traitement, ces valeurs passent largement en-dessous des valeurs guides de potabilité de l'OMS 2017 (15 UCV).

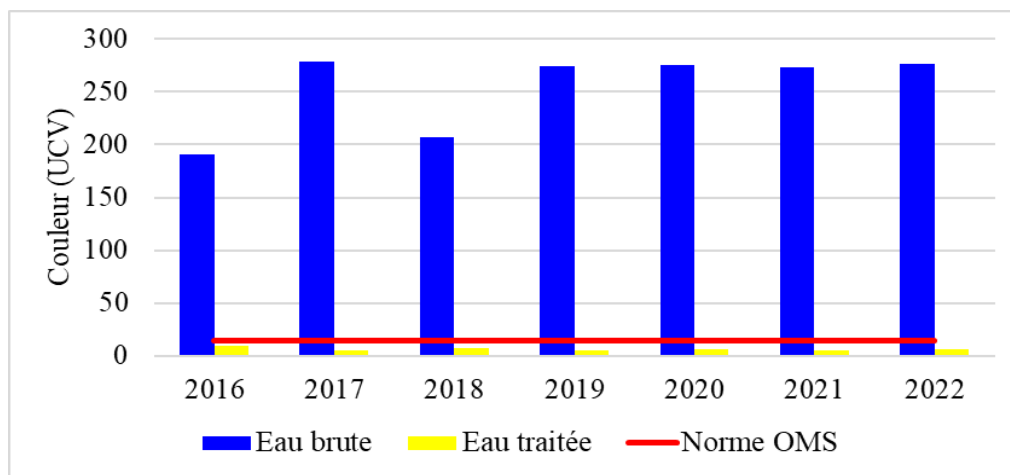


Figure 64 : Variation de la couleur de l'eau brute et de l'eau traitée

• Température

Dans les eaux brutes de la Lobo, la température varie de 25,08 à 27,4°C, avec une valeur moyenne de $26,6 \pm 0,83^\circ\text{C}$ et un coefficient de variation (Cv) de 3,143 %. La température de l'eau traitée à la station de traitement est comprise entre 25,9°C et 28,55°C, avec une valeur moyenne de $27,39 \pm 0,89^\circ\text{C}$ et un Cv de 0,89 %. Les Cv obtenus dans les deux eaux traduisent une variation peu importante de la température dans les eaux brutes et les eaux traitées. Ce paramètre a des valeurs moyennes supérieures à la valeur guide de l'OMS 2017 pour l'eau brute et l'eau traitée qui est de 25°C. Dans l'ensemble, la température de l'eau traitée est supérieure à celle de l'eau brute (Figure 65).

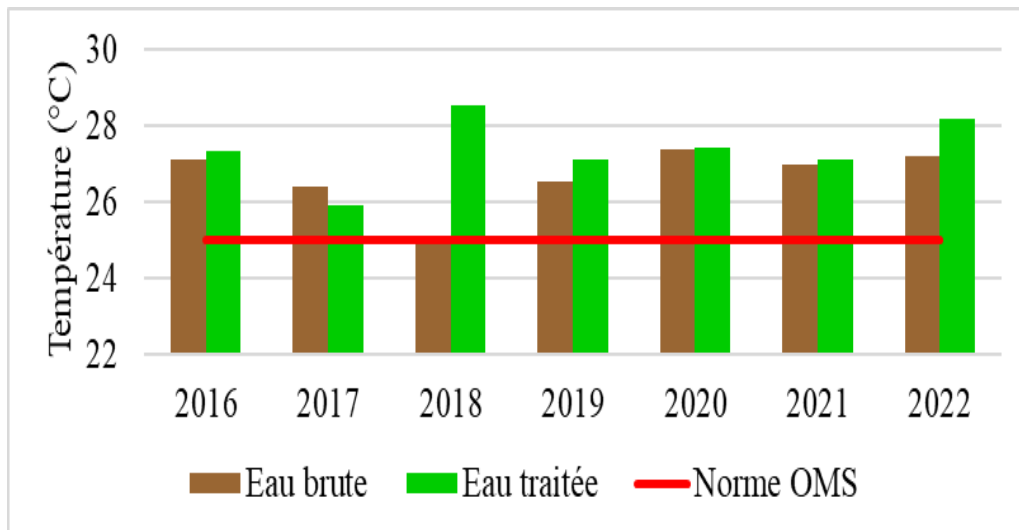


Figure 65 : Variation de la température de l'eau brute et de l'eau traitée

• Potentiel d'Hydrogène

La distribution du pH est très peu dispersée dans les eaux brutes de la Lobo et dans l'eau traitée de 2016 à 2022 comme le traduisent les coefficients de variation respectifs de 2,17 % et 2,45 %. Dans les eaux brutes de la Lobo, le pH s'étend entre 6,54 et 6,91, avec une valeur moyenne de $6,73 \pm 0,14$. En ce qui concerne les eaux traitées pendant la même période, il évolue entre 6,37 et 6,78, avec une moyenne de $6,59 \pm 0,16$ (Figure 66). Le pH des eaux de la Lobo est conforme à la norme recommandée pour les eaux brutes destinées à la consommation et à l'eau potable dont la valeur guide pour les deux types d'eau est comprise entre 6,5 et 9.

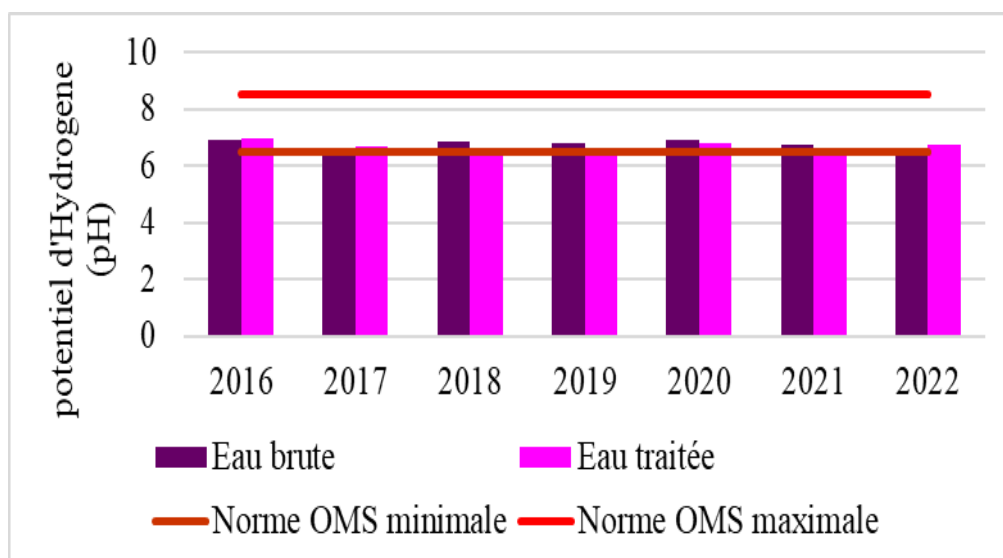


Figure 66 : Variation du potentiel d'Hydrogène dans l'eau brute et dans l'eau traitée

• Turbidité

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Les eaux brutes de la Lobo sont légèrement troubles. Les valeurs de la turbidité sont comprises entre 5,8 et 9,78 NTU, avec une valeur moyenne de $8,1 \pm 1,38$ NTU et un Cv de 15,91 %. Le Cv obtenu indique une variation peu importante de ce paramètre. S'agissant des eaux traitées, la turbidité varie de 1,36 NTU à 2,25 NTU, avec une moyenne de $1,65 \pm 0,12$ NTU et un Cv de 19,65 %. Le traitement améliore la turbidité de l'eau (Figure 67). Les valeurs moyennes de la turbidité dans les eaux traitées sont inférieures à la valeur guides de l'OMS 2017 qui est de 5 NTU requise pour les eaux de consommation.

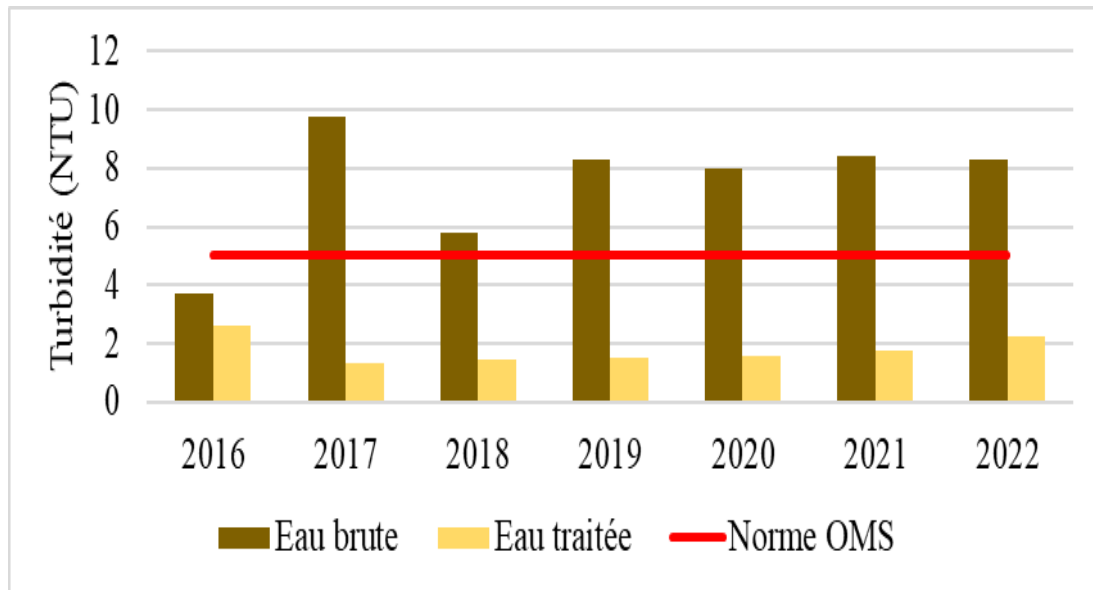


Figure 67 : Baisse de la turbidité liée à la clarification de l'eau

• Conductivité électrique

La conductivité électrique moyenne de l'eau de la retenue de la Lobo sur la période 2016 à 2022 est de $204,41 \pm 13,8$ $\mu\text{S}/\text{cm}$. La conductivité électrique maximale est de 219 $\mu\text{S}/\text{cm}$ et la valeur minimale est 187,32 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Dans l'eau traitée, la CE s'étend de 272 $\mu\text{S}/\text{cm}$ à 340,38 $\mu\text{S}/\text{cm}$, avec une moyenne de $318,21 \pm 25,01$ $\mu\text{S}/\text{cm}$ et un Cv de 7,85 %. La conductivité électrique est plus élevée dans l'eau traitée que dans l'eau de la retenue et les Cv présentent une distribution homogène de ce paramètre (Figure 68). Les valeurs moyennes de la CE sont conformes à la norme indispensable pour les eaux brutes destinées à la production d'eau potable et à l'eau de consommation. Comparativement à la valeur guide de l'OMS (400 $\mu\text{S}/\text{cm}$), la conductivité électrique moyenne de l'eau traitée indique une eau moyennement minéralisée.

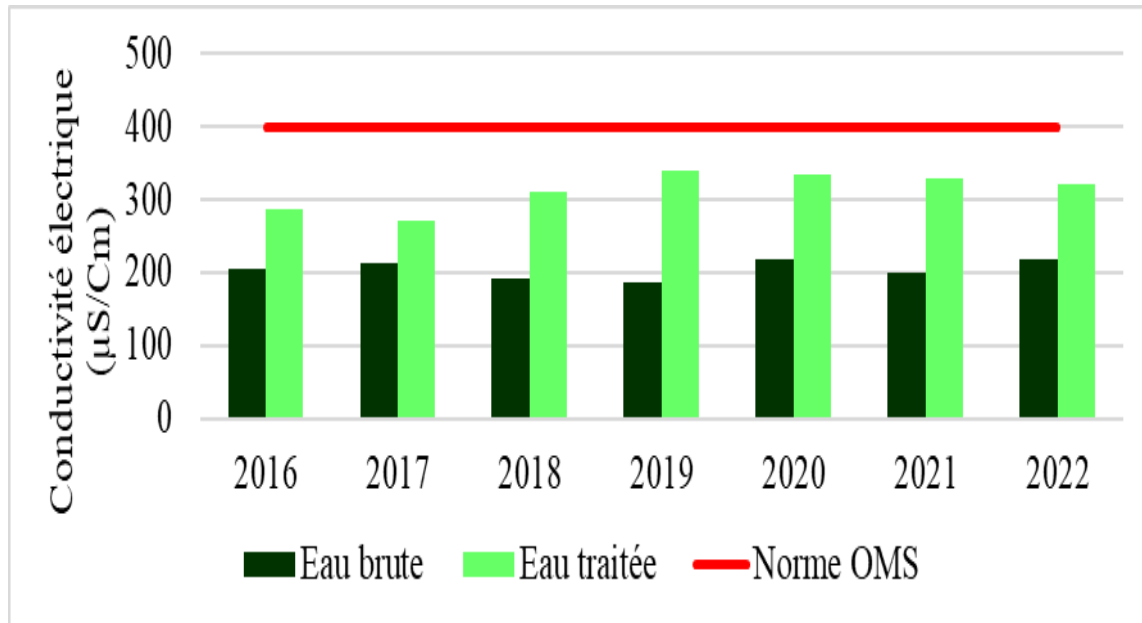


Figure 68 : Renforcement de la minéralisation de l'eau au cours du traitement

• Concentration en anions

Les concentrations en chlorures des eaux de la retenue de la Lobo sont comprises entre 18,7mg/L et 26 mg/L, avec une valeur moyenne de $21,11 \pm 2,45$ mg/L. Les concentrations en chlorures des eaux de la retenue de la Lobo sont comprises entre 18,7mg/L et 26 mg/L, avec une valeur moyenne de $21,11 \pm 2,45$ mg/L et un Cv de 11,63 %. Quant à l'eau traitée, les concentrations en chlorures sont également peu dispersées et varient de 19,4 mg/L à 27,5 mg/L, avec une moyenne de $22,04 \pm 2,72$ mg/L et un Cv de 12,37 % (Figure 69). Dans l'ensemble, les eaux brutes et traitées ont des concentrations en chlorures conformes à la norme recommandée pour les eaux de surface utilisées pour la production d'eau potable et pour la boisson.

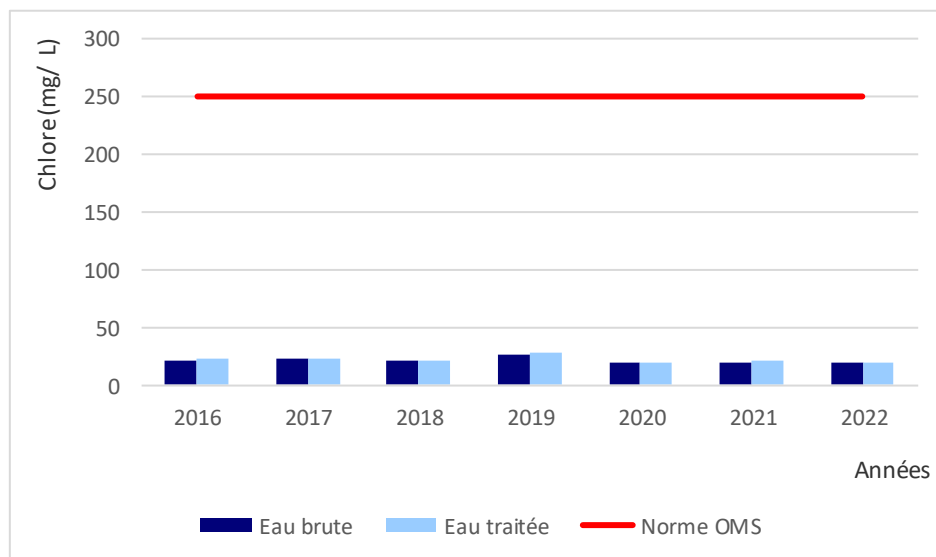


Figure 69 : Variation du chlore dans l'eau brute et l'eau traitée

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

•Concentration en éléments traces métalliques

Les concentrations en fer dans les eaux brutes sont très élevées. La concentration moyenne en Fe est estimée à $2,40 \pm 0,32$ mg/L dans les eaux de la Lobo. Elle est largement supérieure à celle des eaux de boisson. La plus faible valeur est 2,16 mg/L et la plus élevée est 3,10 mg/L. Les concentrations en Fe dans l'eau traitée varient de 0,14 mg/L à 0,25 mg/L. La teneur en fer dans les eaux traitées de la période 2016 à 2022 est inférieure à la norme OMS 2017 (Figure 70). La moyenne est de $0,19 \pm 0,04$ mg/L avec un Cv de 29,19 %.

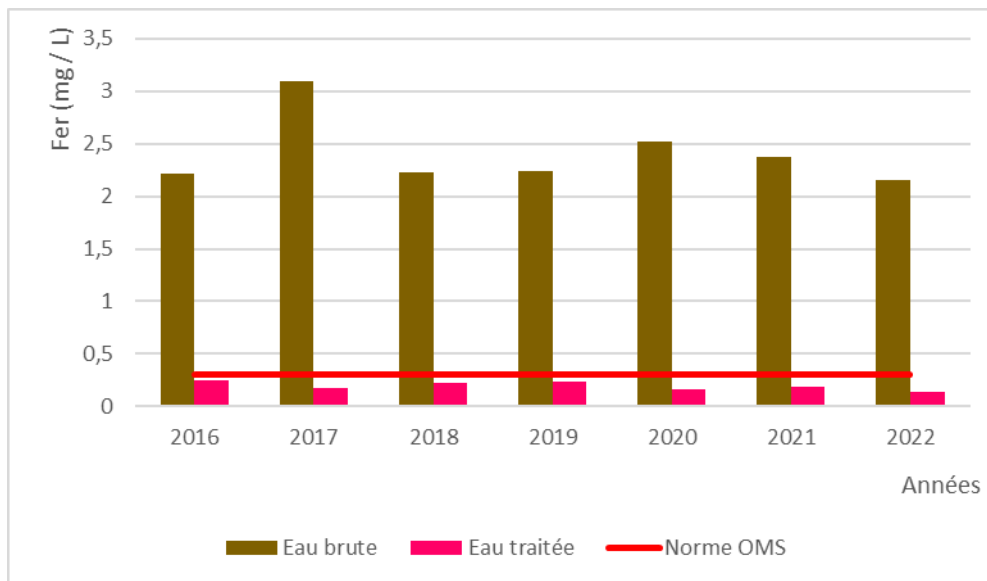


Figure 70 : Déferrisation de l'eau au cours du traitement

•Concentration en manganèse

Le Mn^{2+} est présent dans les eaux brutes de la Lobo à des concentrations qui varient de 0,4 à 4 mg/L. La concentration moyenne est $0,98 \pm 1,33$ mg/L (Tableau IX), supérieure à la valeur guide de l'OMS (0,1 mg/L). Dans l'eau traitée, la concentration moyenne est de $0,18 \pm 0,08$ mg/L. Les valeurs minimale et maximale sont respectivement de 0,1 et 0,35 mg/L. Le Mn^{2+} est présent dans les eaux étudiées (Figure 71) à des concentrations plus élevées que celles des eaux recommandées pour la consommation humaine

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

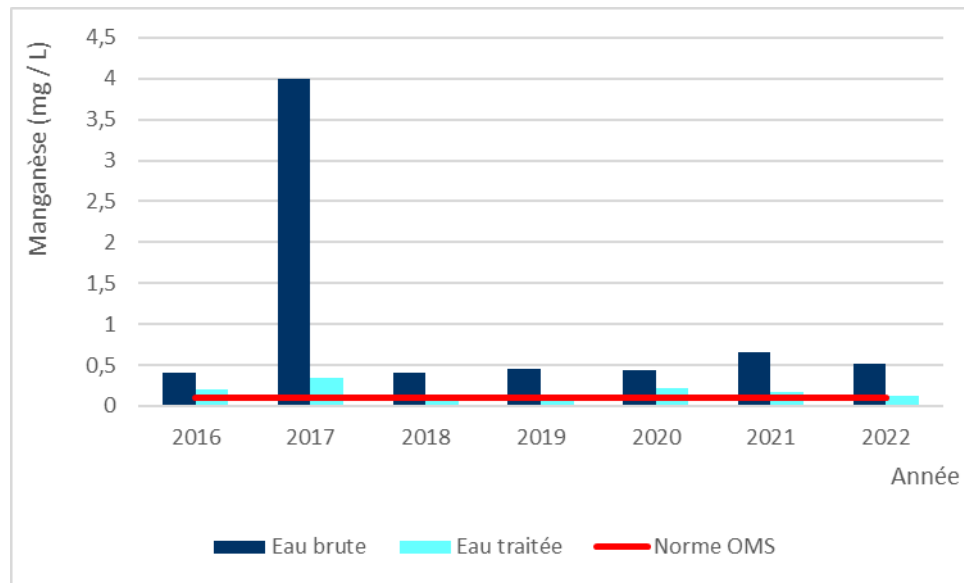


Figure 71 : Démanganisation de l'eau au cours du traitement

Les valeurs des statistiques des paramètres physiques des eaux brutes de la Lobo et de l'eau traitée sont présentées dans le Tableau IX.

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Tableau IX : Caractéristiques des paramètres physico- chimiques des eaux brutes et traitées

	Paramètres	Temperature (°C)	pH	Turbidité (NTU)	Conductivité (µS/cm)	couleur UCV	Chlore mg/l	Manganese (Mn ²⁺) mg/l	Fer total mg/l
Eau Brute	Min	25,08	6,54	5,8	187,32	190,5	18,7	0,4	2,16
	Max	27,4	6,91	9,78	219	278,8	26	4	3,10
	Moy	26,60	6,73	8,1	204,41	264,12	21,11	0,98	2,40
	Ecart-type	0,83	0,14	1,28	13,80	28,05	2,45	1,33	0,32
	CV (%)	3,143	2,17	15,91	6,75	10,62	11,63	135,91	13,66
EAU Traitée	Min	25,9	6,37	1,36	272	5,27	19,4	0,1	0,14
	Max	28,55	6,78	2,25	340,38	7,25	27,5	0,35	0,25
	Moy	27,39	6,59	1,65	318,21	6,12	22,04	0,18	0,19
	Ecart-type	0,93	0,16	0,12	25,01	0,80	2,72	0,08	0,04
	CV (%)	3,41	2,45	19,65	7,85	13,1	12,37	48,43	20,19

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

6.3.2. Performance du système de production

6.3.2.1. Taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse

- Unité classique 1

Le Tableau X présente le taux d'abattement des teneurs en Fe et en Mn^{2+} de l'unité classique 1. On note un taux d'abattement de 29,82 % pour le Fe et 26,88 % pour le Mn^{2+} au cours du traitement. La teneur en Mn^{2+} a augmenté de 50,23 %. On a donc un gain de Mn^{2+} au niveau du décanteur. Quant à la teneur en Fe, on note une diminution de 74,44 %, donc une baisse de teneur en Fe à l'étape de la décantation.

Tableau X : Taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse après chaque étape de traitement (classique 1)

	Préoxydation	Coagulation-floculation	Décantation	Filtration
Fe (%)	21,65	2,19	74,44	29,82
Mn^{2+} (%)	54,18	0,47	-50,23	26,88

- Unité classique 2

Le Tableau XI de la classique 2 présente le taux d'abattement des teneurs en Fe et en Mn^{2+} après chaque étape du traitement. Au niveau de la décantation, la teneur en Fe diminue avec un taux d'abattement de 77,97 % et une augmentation de la teneur en Mn^{2+} avec un taux de 122,92 %. Au niveau du bassin de coagulation-floculation, la teneur en Fe augmente avec un taux d'abattement de 36,19 % et une baisse au niveau de la teneur en Mn^{2+} .

Tableau XI : Taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse après chaque étape de traitements (classique 2)

	Préoxydation	Coagulation-floculation	Décantation	Filtration
Fe (%)	36,36	-36,19	77,97	59,37
Mn^{2+} (%)	51,59	32,39	-122,92	92,52

- Unité INCLAM

Le Tableau XII présente le taux d'abattement des teneurs en Fe et en Mn^{2+} après chaque étape de traitement de la station modulaire ou INCLAM. On note un taux d'abattement en Fe de 17,91 % donc un gain en concentration et une diminution en Mn^{2+} de 29,2 % au stade de la préoxydation. A la phase finale du traitement (en filtration), on a une augmentation de Mn^{2+} (1,4 %) et une diminution de 78,16 % de concentration en Fe.

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Tableau XII : Taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse après chaque étape de traitement (INCLAM)

	Préoxydation	Coagulation-flocculation	Filtration
Fe (%)	-17,91	13,08	78,16
Mn²⁺ (%)	29,2	10,63	-1,4

6.3.2.2. Temps de séjours de l'eau dans le décanteur

Le Tableau XIII présente le temps de séjour de l'eau dans le décanteur avant de transiter sur le filtre à sable. Au niveau de l'unité de traitement classique 1 (C1), on a un temps de décantation de 2 h 46 min 48s et pour l'unité de traitement classique 2 (C2), le temps de séjour de l'eau est de 46 min 12s.

Tableau XIII : Temps de séjour de décantation des floes

	Ts (h) C1	Ts (min) C1	Ts (h) C2	Ts (min) C2
Décanteur	2,78	166,8	0,77	46,2

6.3.2.3. Impact de l'entretien de la bache sur l'eau traitée

Le taux d'abattement des teneurs en fer et en manganèse dans l'eau produite est représenté dans le Tableau XIV. On note un taux de 85,11 % de Fe éliminé et une augmentation de 26,56 % au niveau du Mn²⁺ dans la bache de stockage. Avant l'entretien du système de traitement, le taux de manganèse dans l'eau traitée est en quantité importante.

Tableau XIV : Taux d'abattement des teneurs en Fer et Manganèse après traitement

	Fe	Mn ²⁺
Eau traitée (Bache) (%)	85,11	-26,56

6.3.2.4. Système d'adduction et de distribution

- Au niveau de la bache**

Le Tableau XV montre les minima, maxima, moyennes et écarts types de chaque paramètre mesuré sur l'eau de la bache. Les valeurs moyennes de deux paramètres (température et couleur) sur les huit étudiés ne sont pas conformes aux directives de l'OMS (2017). Les valeurs de la température et de la couleur sont légèrement au-dessus de la valeur guide pour la température (26,77 °C) et largement au-dessus de la norme pour la couleur (26 UCV).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Tableau XV : Analyse sommaire de l'eau de la bache

	T (°C)	pH	CE (μS/cm)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl ₂ (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Minium	26,30	6,63	274,00	2,68	11,00	0,10	0,21	0,08
Maximum	27,20	8,21	311,00	6,70	54,00	0,70	0,21	0,08
Moyenne	26,77	7,36	293,00	4,13	26,00	0,38	0,21	0,08
Ecart type	0,37	0,65	15,12	1,82	19,82	0,25	0,00	0,00
(OMS, 2017)	< 25	6,5-8,5	< 400	< 5	< 15	0,2-5	< 0,3	< 0,1

- **Au niveau des canalisations**

- **Régime permanent**

Le Tableau XVI montre les résultats des analyses de l'eau prélevée au niveau des ménages dans un cas de desserte continue (régime permanent). Les moyennes de cinq paramètres sur les huit ne sont pas conformes aux directives de l'OMS (2017). Il s'agit de la température (29,32 °C), la couleur (35,03 UCV), le chlore libre (0,07 mg/L), le fer total (0,31 mg/L) et le manganèse (0,11 mg/L).

Tableau XVI : Analyse sommaire de l'eau en régime permanent

	T (°C)	pH	CE (μS/cm)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl ₂ (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Minium	25,00	6,01	260,00	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00
Maximum	35,30	10,03	336,00	17,90	196,00	0,70	0,52	0,54
Moyenne	29,32	8,01	286,64	4,37	35,03	0,07	0,31	0,11
Ecart type	1,55	0,44	11,54	2,55	26,64	0,08	0,17	0,12
(OMS, 2017)	< 25	6,5-8,5	< 400	< 5	< 15	0,2-5	< 0,3	< 0,1

- **Régime transitoire**

Le Tableau XVII présente les caractéristiques des paramètres de l'eau du réseau après une coupure d'eau. L'analyse du tableau montre que cinq paramètres sur les huit mesurés ont des valeurs très supérieures à celles fixées par l'OMS (2017). Il s'agit de la turbidité (116,29 NTU), la couleur (+++), le chlore libre (+++), le fer total (+++) et le manganèse (+++). Le potentiel d'hydrogène (6,85) et la conductivité (300,29 μS/cm) sont conformes aux directives de potabilité de l'OMS.

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Tableau XVII : Analyse sommaire de l'eau en régime temporaire (après coupure d'eau)

	T (°C)	pH	CE ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl ₂ (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Minium	27,00	6,51	285,00	99,00	+++	+++	+++	+++
Maximum	32,20	7,03	320,00	136,00	+++	+++	+++	+++
Moyenne	29,36	6,85	300,29	116,29	+++	+++	+++	+++
Ecart type	1,71	0,18	12,42	13,42				
(OMS, 2017)	< 25	6,5-8,5	< 400	< 5	< 15	0,2-5	< 0,3	< 0,1

Les signes +++ signifient que la valeur du paramètre mesuré est supérieure à la plage supérieure de lecture de l'appareil.

6.3.2.5. Analyse des paramètres physico-chimiques de l'eau du réseau d'eau potable

- **Conductivité électrique**

Dans les eaux du réseau d'adduction, la CE se situe entre 247 $\mu\text{S}/\text{cm}$ et 379 $\mu\text{S}/\text{cm}$, avec une moyenne de $299,67 \pm 37,02$ $\mu\text{S}/\text{cm}$ et un Cv de 12,35 %. Pour les conduites en amiant ciment, la CE varie de 275 $\mu\text{S}/\text{cm}$ à 325 $\mu\text{S}/\text{cm}$, avec une moyenne de $291,91 \pm 15,32$ $\mu\text{S}/\text{cm}$ et un Cv de 5,24 %. Au niveau des conduites en fonte, la CE fluctue de 175 $\mu\text{S}/\text{cm}$ à 295 $\mu\text{S}/\text{cm}$, avec une moyenne de $271,06 \pm 29,88$ et un Cv de 11,02 %. Concernant les mesures de conductivité dans les conduites en PVC, elles ont varié de 268 à 309 $\mu\text{S}/\text{cm}$, avec une moyenne de $290,37 \pm 16,46$ $\mu\text{S}/\text{cm}$ et un Cv de 5,67 %. Les Cv présentent une distribution homogène de ce paramètre dans les eaux du réseau (**Figure 72**).

- **Température des eaux**

La température des eaux varie, dans le réseau d'adduction, de 26,3°C à 29,1°C, avec une valeur moyenne de $28,1 \pm 0,7$ °C et un coefficient de variation (Cv) de 2,54 %. Dans les conduites en amiant ciment, la température est comprise entre 29°C et 33°C, avec une valeur moyenne de $30,4 \pm 1,2$ °C et un Cv de 3,99 %. S'agissant de la température de l'eau dans les conduites en PVC et en fonte ductile, les valeurs varient de 28,1 à 31,6 °C pour le PVC et de 27,2 à 34,5 °C pour la fonte ductile respectivement. La moyenne est de $29,8 \pm 0,9$ °C pour le PVC et de Cv de 3,2 %. Pour les conduites en fonte la moyenne de la température est de $30,2 \pm 2,2$ °C avec un Cv de 7,4 %. Les Cv obtenus dans les conduites traduisent une variation peu importante de la température (**Figure 73**).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

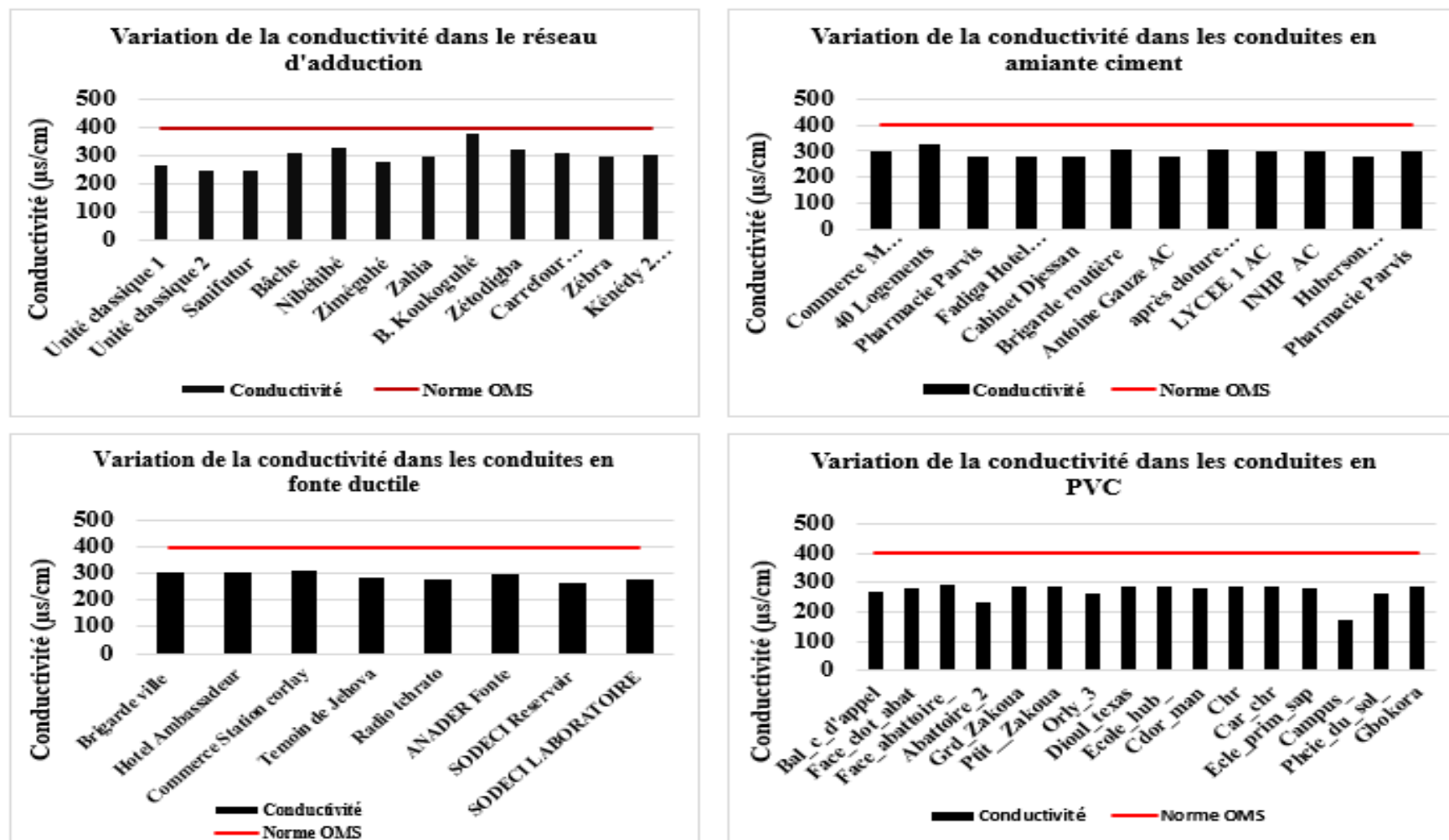


Figure 72 : Répartition de la conductivité électrique dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

• Température

La Figure 73 montre l'évolution de la température dans les différentes conduites du réseau d'AEP. Dans l'ensemble, le constat est que quel que soit le type de matériaux, la température reste supérieure aux valeurs guides de l'OMS 2017

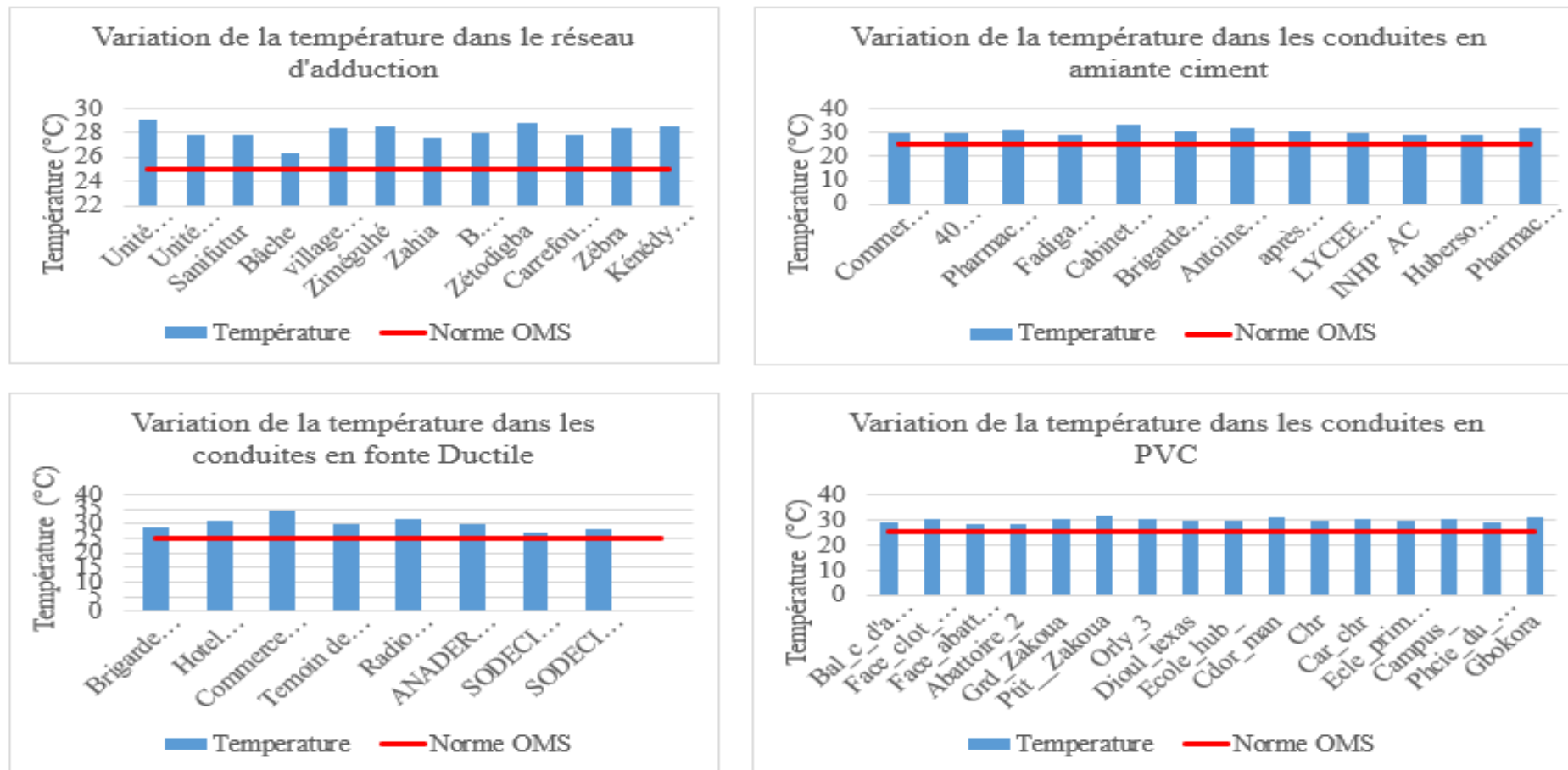


Figure 73 : Répartition de la température dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

- **Potentiel d'hydrogène de l'eau**

Dans les eaux du réseau d'adduction, le pH s'étend de 7,2 à 7,9, avec une valeur moyenne de $7,59 \pm 0,24$ et un Cv de 3,24 %. S'agissant des conduites en amiante ciment, le pH est compris entre 7,25 et 9,2, avec une valeur moyenne de $8,31 \pm 0,63$ et un Cv de 7,61%. Quant à la valeur du pH dans les conduites en fonte, elle s'étend de 6,5 à 8,71, avec une moyenne de $7,68 \pm 0,60$ et un Cv de 7,99 %. Pour les conduites en PVC, il évolue de 7,68 à 8,59, avec une moyenne de $8,13 \pm 0,32$ et un Cv de 4,05 %. La distribution du pH est très peu dispersée dans les eaux des différentes conduites du réseau comme le traduisent les coefficients de variation (<10 %). En somme, l'eau desservie a un pH en dessous de 8,5 et donc respecte la directive OMS (6,5-8,5) (Figure 74).

- **Turbidité de l'eau**

La turbidité dans le réseau d'adduction est comprise entre 2,05 et 8,7 NTU, avec une valeur moyenne de $5,02 \pm 1,60$ NTU et un Cv de 32 %. Pour les eaux dans les conduites en amiante ciment, la turbidité varie de 8,51 à 17,9 NTU, avec une moyenne de $11,79 \pm 3,10$ NTU et un Cv de 26,29 %.

Dans les conduites en fonte, la turbidité s'étend de 0,7 à 6,98 NTU, avec une moyenne de $3,86 \pm 1,92$ et un Cv de 49,8 %. S'agissant des conduites en PVC, la turbidité varie de 8,02 à 38 NTU, avec une moyenne de $19,27 \pm 11,41$ NTU et un Cv de 59,21 %. Les eaux des conduites en amiante ciment et en PVC sont légèrement troubles et sont non conformes à la directive de l'OMS (5 NTU). Les Cv traduisent une variation importante de ce paramètre dans les eaux au niveau de toutes les conduites (Figure 75).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

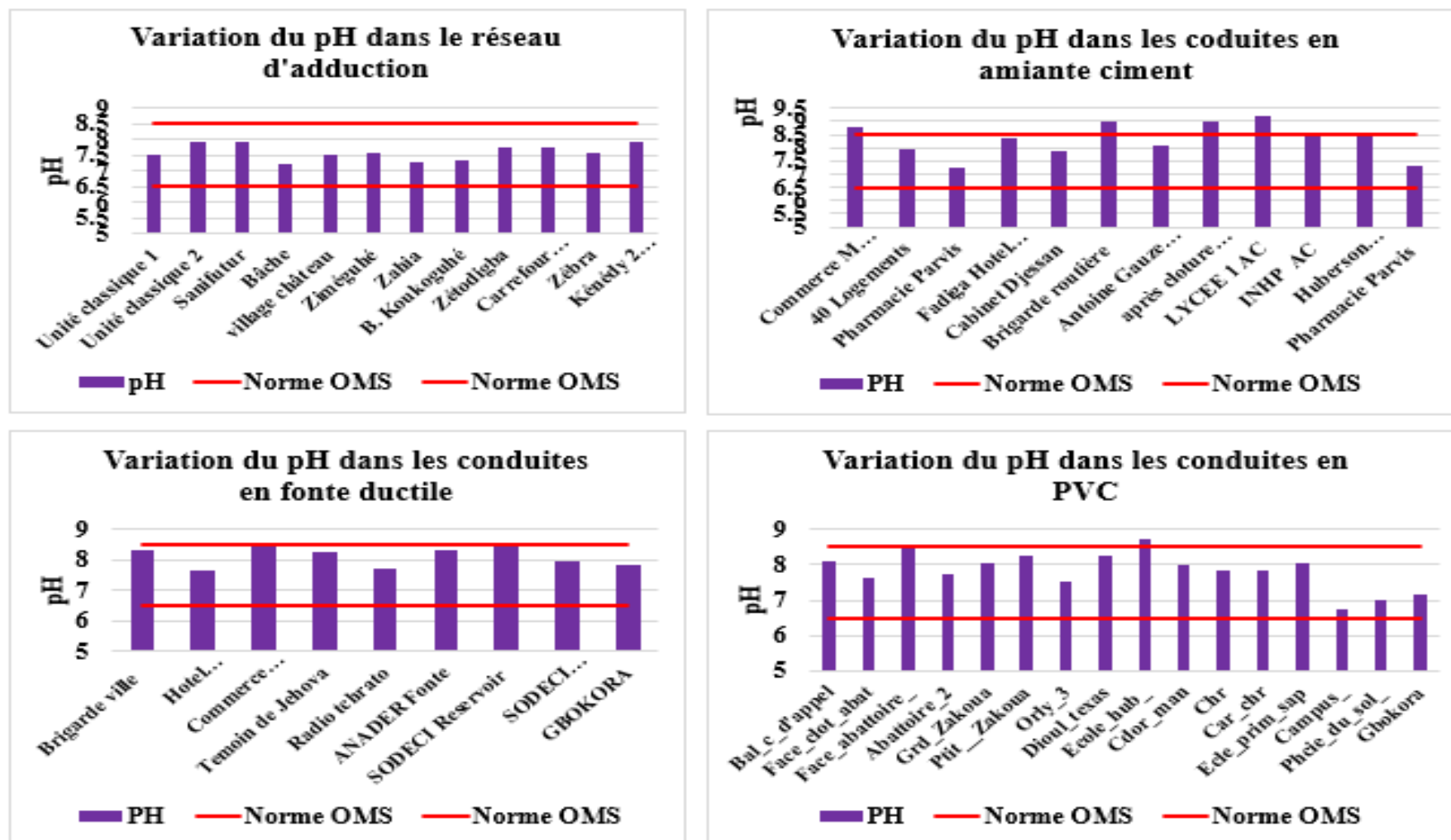


Figure 74 : Répartition du potentiel d'Hydrogène sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

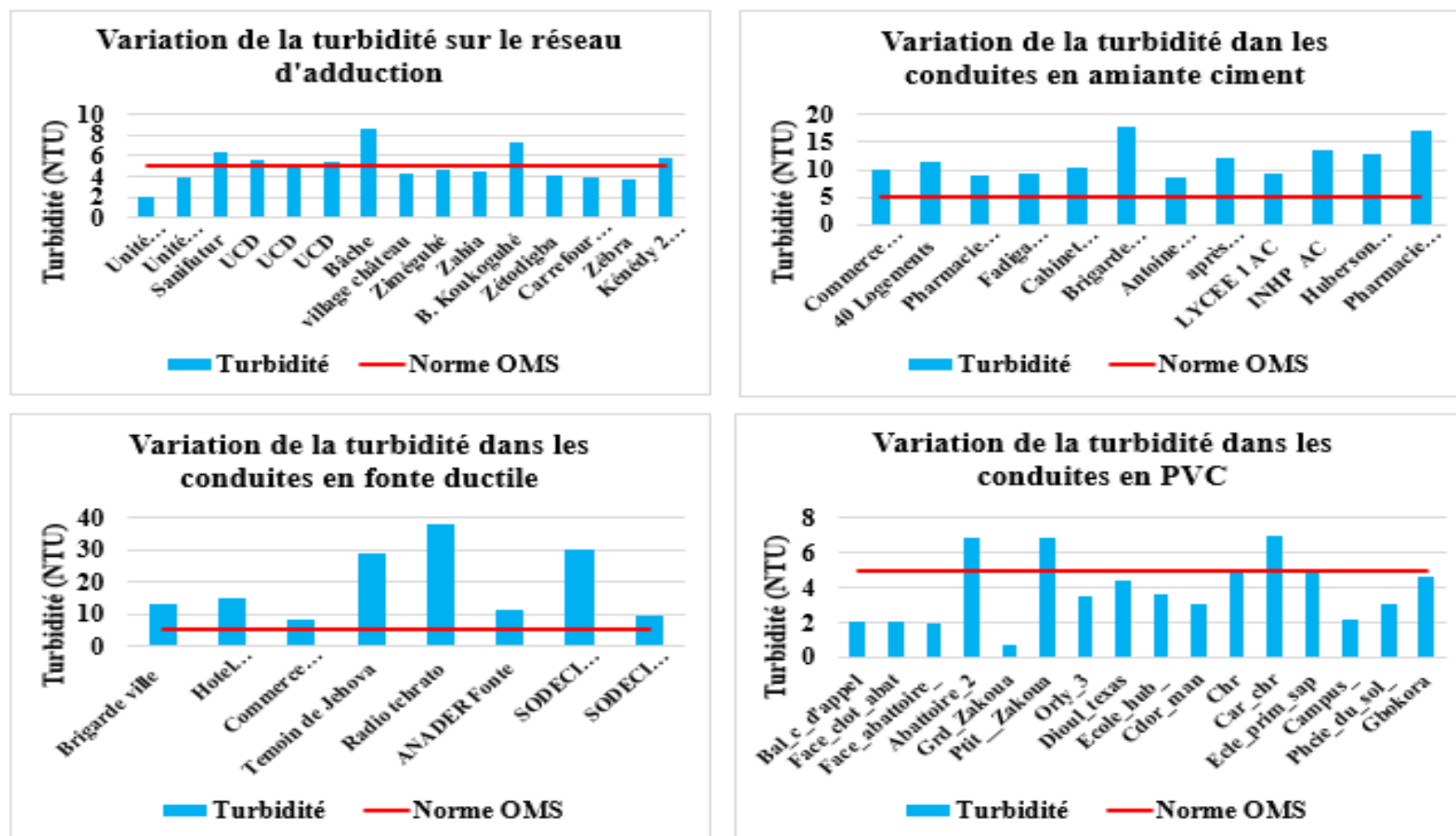


Figure 75 : Répartition de la turbidité sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

- **Couleur**

La couleur des eaux du réseau d'adduction fluctue entre 7 et 28 UVC, avec une valeur moyenne estimée à $15,23 \pm 4,88$ UVC et un Cv de 32,09 %. Dans les eaux des conduites en amiante ciment, la couleur est dispersée, avec un Cv de 72,49 %. La teneur moyenne en couleur est de $11,68 \pm 8,47$ UVC. La plus forte valeur est de 27 UCV et le minimum est de 2,5 UVC. Dans les eaux des conduites en fonte ductile, couleur varie de 15 à 58 UVC, avec une moyenne de $32,75 \pm 16,03$ UVC et un Cv de 48,95 %. Pour les conduites en PVC, la couleur varie de 11 à 102 UVC, avec une valeur moyenne de $41,04 \pm 32,52$ UVC. Dans les eaux de ces conduites en PVC, la couleur est dispersée, avec un Cv de 79,24 %. Dans l'ensemble, les eaux dans les conduites en fonte et en PVC ont une couleur non conforme à la directive recommandée par OMS 2017 (15 UVC) (Figure 76).

- **Matière En Suspension**

Dans les eaux du réseau d'adduction, les MES varient de 2,4 à 28,8 mg/L, avec une moyenne de $9,68 \pm 7,24$ mg/L et un Cv de 74,77 %. Pour les conduites en amiante ciment, les MES varient de 9,76 à 50,78 mg/L, avec une moyenne de $31,55 \pm 13,24$ mg/L et un Cv de 41,9 %. Au niveau des conduites en fonte, les MES fluctuent entre 1,87 et 19,8 mg/L, avec une moyenne de $8,26 \pm 5,97$ mg/L et un Cv de 72,30 %. Concernant les teneurs en MES dans les conduites en PVC, elles ont varié de 6,1 à 30,4 mg/L, avec une moyenne de $12,26 \pm 8,08$ mg/L et un Cv de 65,92 %. La concentration en MES est très variable dans les eaux des conduites comme l'atteste les Cv (Figure 77).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

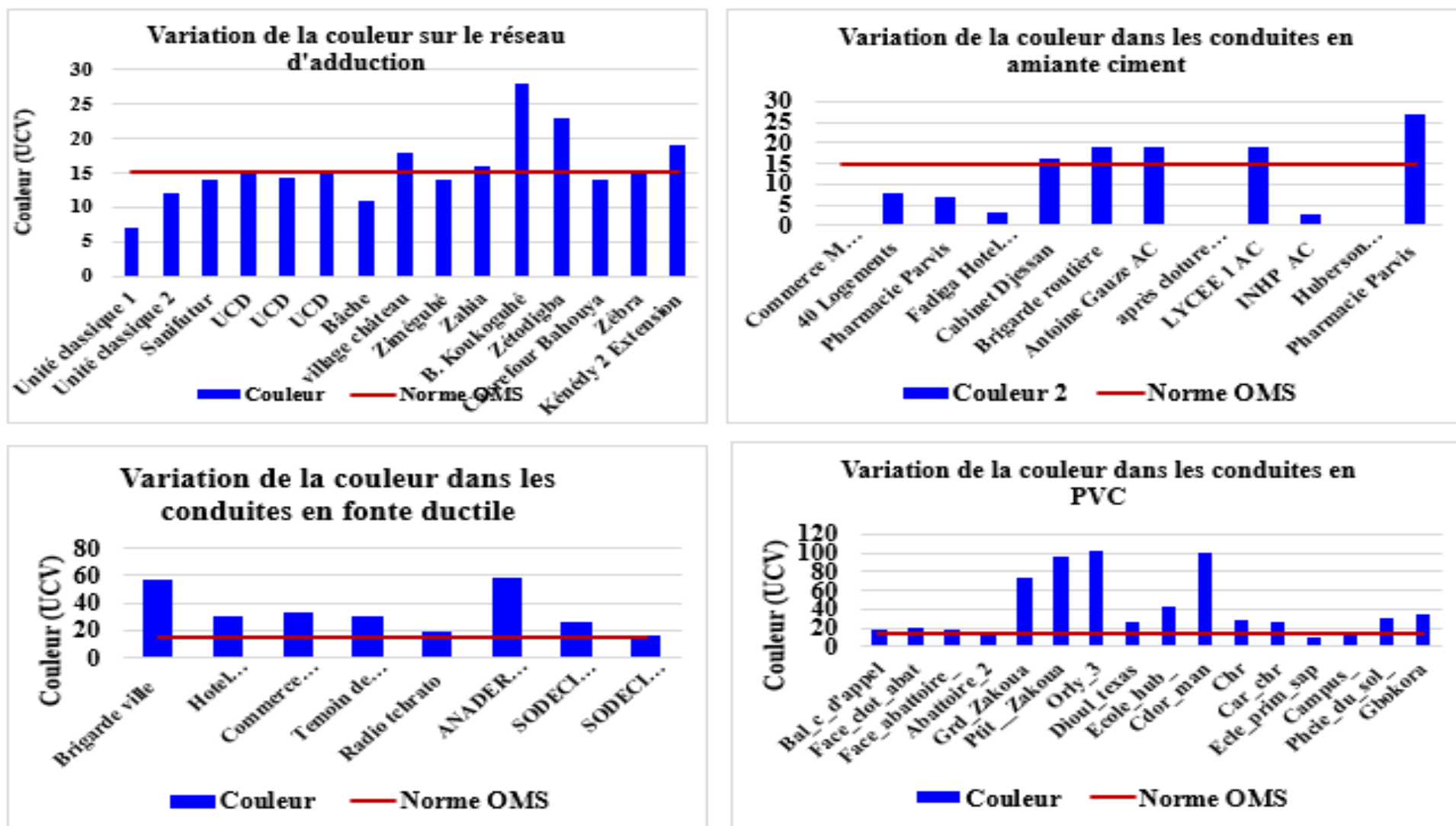


Figure 76 : Répartition de la couleur dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

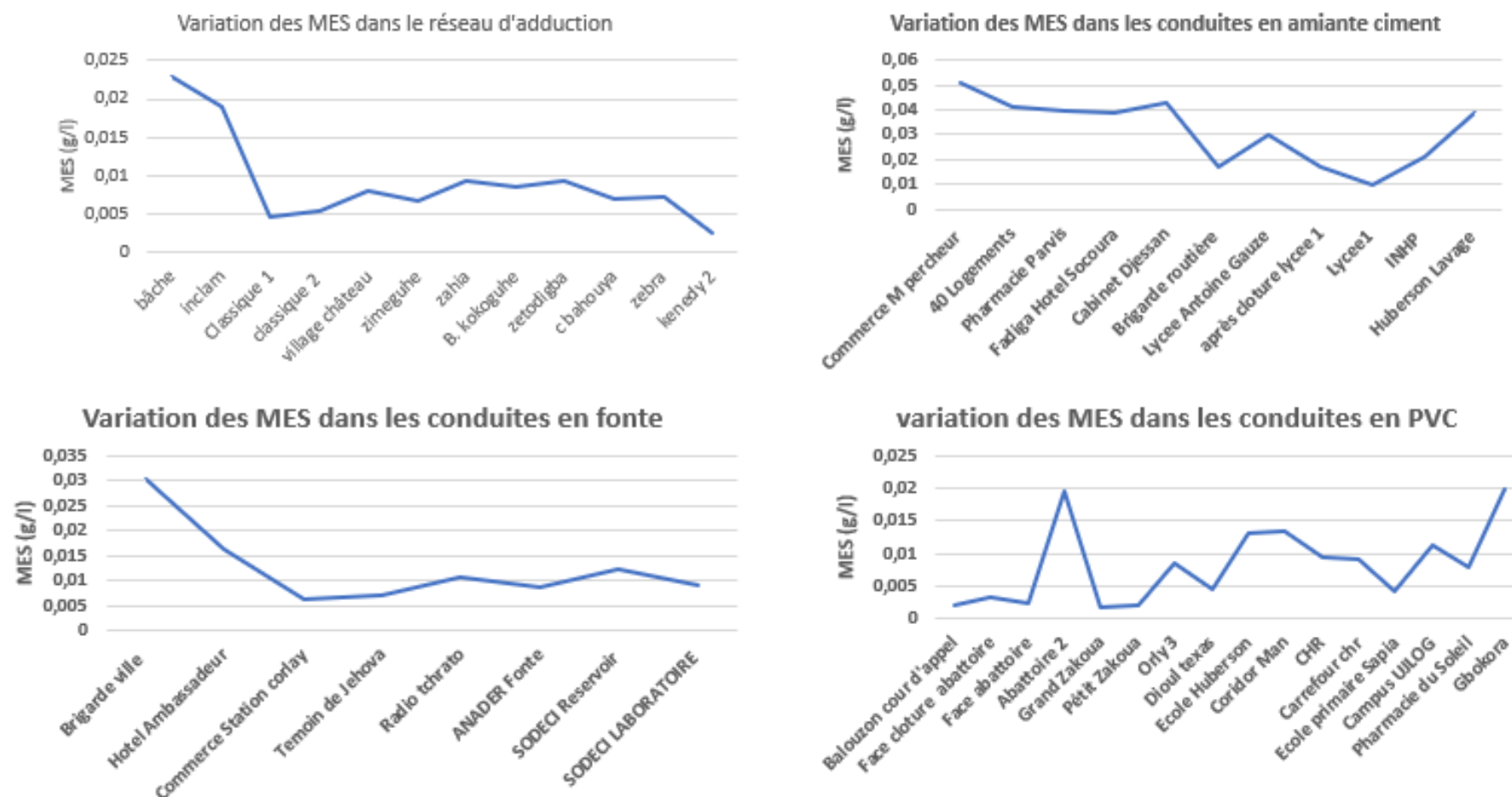


Figure 77 : Répartition des Matières En Suspension dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

Le résumé des statistiques des paramètres physiques mesurés sont consignés dans le (Tableau XVIII)

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Tableau XVIII : Caractéristiques des paramètres physiques étudiés

Type de conduite	Paramètres	Min	Max	Moyenne± écart-type	Valeur guide OMS	Cv
Réseau d'adduction (Fonte)	Température (°C)	26,3	29,1	28,1 ± 0,7	25	2,54%.
	Conductivité (µS/cm)	247	379	299,67 ± 37,02	400	12,35%
	pH	7,2	7,9	7,59 ± 0,24	6,5-8,5	3,24%
	Turbidité (NTU)	2,05	8,7	5,02 ± 1,60	5	32%
	MES (mg/L)	2,4	28,8	9,68 ± 7,24	-	74,77%
	Couleur (UVC)	7	28	15,23 ± 4,88	15	32,09%
Amiante ciment	Température (°C)	29	33	30,4 ± 1,2	25	3,99%
	Conductivité (µS/cm)	275	325	291,91 ± 15,32	400	5,24%
	pH	7,25	9,2	8,31 ± 0,63	6,5-8,5	7,61%
	Turbidité (NTU)	8,51	17,9	11,79 ± 3,10	5	26,29%.
	MES (mg/L)	9,76	50,78	31,55 ± 13,24	-	41,9%
	Couleur (UVC)	2,5	27	11,68 ± 8,47	15	72,49%
Fonte ductile	Température (°C)	27,2	34,5	30,2 ± 2,2	25	7,4%.
	Conductivité (µS/cm)	175	295	271,06 ± 29,88	400	11,02 %
	pH	6,5	8,71,	7,68 ± 0,60	6,5-8,5	7,99%
	Turbidité (NTU)	15	58	32,75 ± 16,03	5	50,98 %
	MES (mg/L)	1,87	19,8	8,26 ± 5,97	-	72,30%
	Couleur	15	58	32,75 ± 16,03	15	48,95%
PVC	Température (°C)	28,1	31,6	29,8 ± 0,9	25	3,2%
	Conductivité (µS/cm)	268	309	290,37 ± 16,46	400	5,67%
	pH	7,68	8,59	8,13 ± 0,32	6,5-8,5	4,05%
	Turbidité (NTU)	8,02	38	19,27± 11,41	5	59,21%
	MES (mg/L)	6,1	30,4	12,26 ± 8,08	-	65,92 %
	Couleur	11	102	41,04 ± 32,52	15	79,24%

Les résultats des paramètres chimiques sont consignés dans le Tableau XIX.

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Tableau XIX : Caractéristiques des paramètres chimiques mesurés sur le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

Type de conduite	Paramètres	Min	Max	Moyenne± écart-type	Valeur guide OMS	Cv	Unité
Réseau d'adduction (fonte)	Chlorure	0,22	2,54	0,96 ± 0,67	-	69,5%	mg/L
	Fer	0,034	0,711	0,33± 0,18	0,3	55,96%	mg/L
	Manganèse	0,016	0,76	0,18 ± 0,22	0,1	128,94%	mg/L
Amiante ciment	Chlorure	0,13	1,17	0,39 ± 0,32	-	82,03%	mg/L
	Fer	0,182	0,904	0,50 ± 0,23	0,3	46,88%	mg/L
	Manganèse	0,026	0,543	0,15 ± 0,17	0,1	117,50 %	mg/L
Fonte ductile	Chlorure	0,17	1,27	0,45± 0,37	-	84,74%	mg/L
	Fer	0,034	0,711	0,32 ± 0,22	0,3	67,40%	mg/L
	Manganèse	0,016	0,135	0,13 ± 0,16	0,1	118,13 %	mg/L
PVC	Chlorure	0,02	2,36	0,19 ± 0,32	-	117,46%	mg/L
	Fer	0,182	0,904	0,46 ± 0,22	0,3	47,49%	mg/L
	Manganèse	0,014	0,081	0,040 ± 0,02	0,1	50,98 %	mg/L

- **Chlorures (Cl)**

La teneur en chlorure des eaux varie, dans le réseau d'adduction, de 0,22 à 2,54 mg/L, avec une valeur moyenne de $0,96 \pm 0,67$ mg/L et un coefficient de variation (Cv) de 69,5 %. Pour les eaux dans les conduites en amiante ciment, la teneur en chlorure varie de 0,13 à 1,17 mg/L, avec une moyenne de $0,39 \pm 0,32$ mg/L et un Cv de 82,03 %. Dans les conduites en fonte, la teneur en chlorure s'étend de 0,17 à 1,27 mg/L, avec une moyenne de $0,45 \pm 0,37$ mg/L et un Cv de 84,74 %. Concernant la teneur en chlorure dans les PVC, elle est comprise entre 0,02 et 2,36 mg/L, avec une moyenne de $0,19 \pm 0,32$ mg/L et un Cv de 117,46 %. Dans l'ensemble, les eaux dans les conduites ont des concentrations en chlorures conformes aux valeurs guide recommandée par OMS 2017. Les concentrations en chlorure sont dispersées dans les eaux de l'ensemble des conduites comme l'atteste les valeurs élevées de Cv (Figure 78).

- **Fer (Fe)**

Les concentrations en fer dans le réseau d'adduction sont comprises entre 0,034 mg/L et 0,711 mg/L, avec une moyenne de $0,33 \pm 0,18$ mg/L et un Cv de 55,96 %. S'agissant de la teneur en fer dans les conduites en amiante ciment, elle évolue entre 0,182 mg/L et 0,904 mg/L, avec une valeur moyenne estimée à $0,50 \pm 0,23$ mg/L et un Cv de 46,88 %. Dans les conduites en fonte, la teneur en fer s'étend de 0,034 à 0,711 mg/L, avec une moyenne de $0,32 \pm 0,22$ mg/L et un Cv de 67,40 %. Concernant les concentrations de fer dans les conduites en PVC, elles varient de 0,182 mg/L à 0,904 mg/L, avec une moyenne de $0,46 \pm 0,22$ mg/L et un Cv de 47,49 %. Les eaux dans les conduites présentent des concentrations moyennes en fer supérieures à la norme de 0,3 mg/L pour l'eau de boisson (Figure 79).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

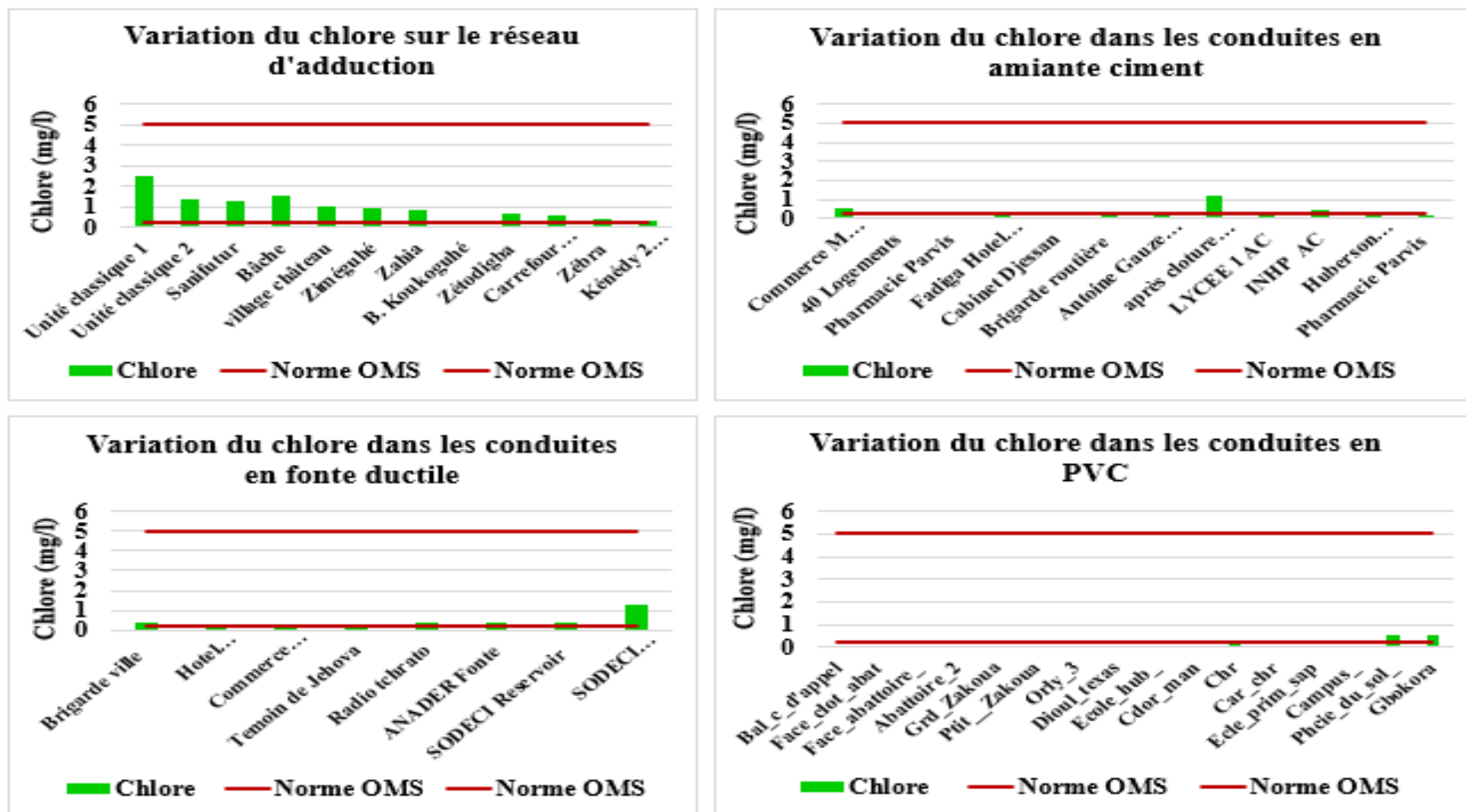


Figure 78 : Variation du Chlore dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

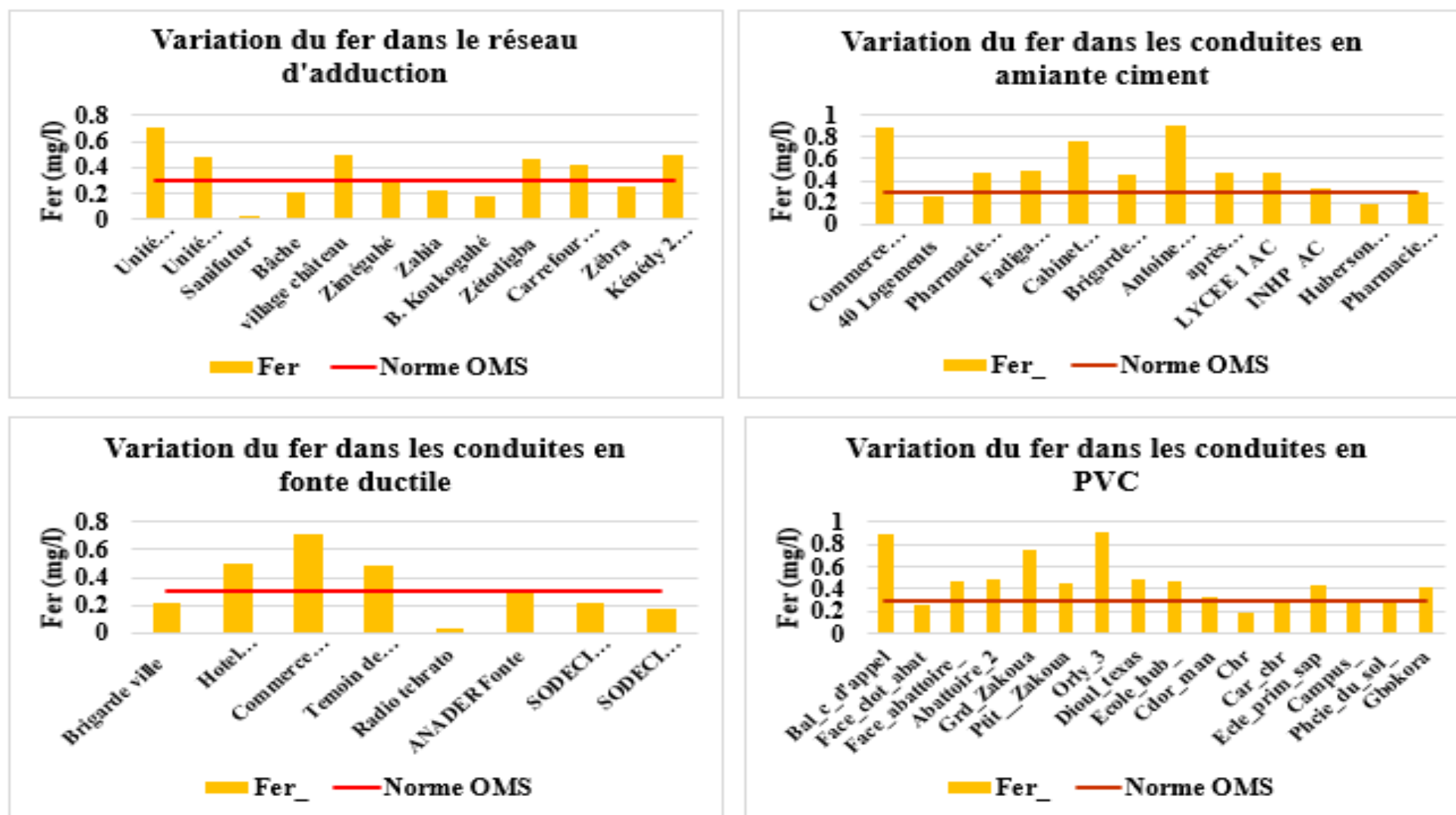


Figure 79 : Variation du Fer dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

- **Manganèse (Mn)**

Les concentrations en Mn^{2+} dans le réseau d'adduction sont comprises entre 0,016 mg/L et 0,76 mg/L, avec une moyenne de $0,18 \pm 0,22$ mg/L et un Cv de 128,94 % (Figure 80). Concernant, la teneur en Mn dans les conduites en amiante ciment, elle évolue entre 0,026 mg/L et 0,543 mg/L, avec une valeur moyenne estimée à $0,15 \pm 0,17$ mg/L et un Cv de 117,50 %. Dans les conduites en fonte, la teneur en Mn^{2+} s'étend entre 0,016 et 0,135 mg/L, avec une moyenne de $0,13 \pm 0,16$ mg/L et un Cv de 118,13 %. Les concentrations de Mn dans les conduites en PVC, elles varient entre 0,014 mg/L et 0,081 mg/L, avec une moyenne de $0,040 \pm 0,02$ mg/L et un Cv de 50,98 %. Les eaux des conduites présentent des concentrations moyennes en Mn dans l'ordre de la directive de l'OMS (0,1 mg/L) pour l'eau de boisson. En revanche, cette teneur en Mn reste supérieure à la norme esthétique (0,02 mg/L). Les concentrations en Mn^{2+} sont très dispersées dans les eaux de l'ensemble des conduites comme l'atteste les valeurs élevées de Cv.

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

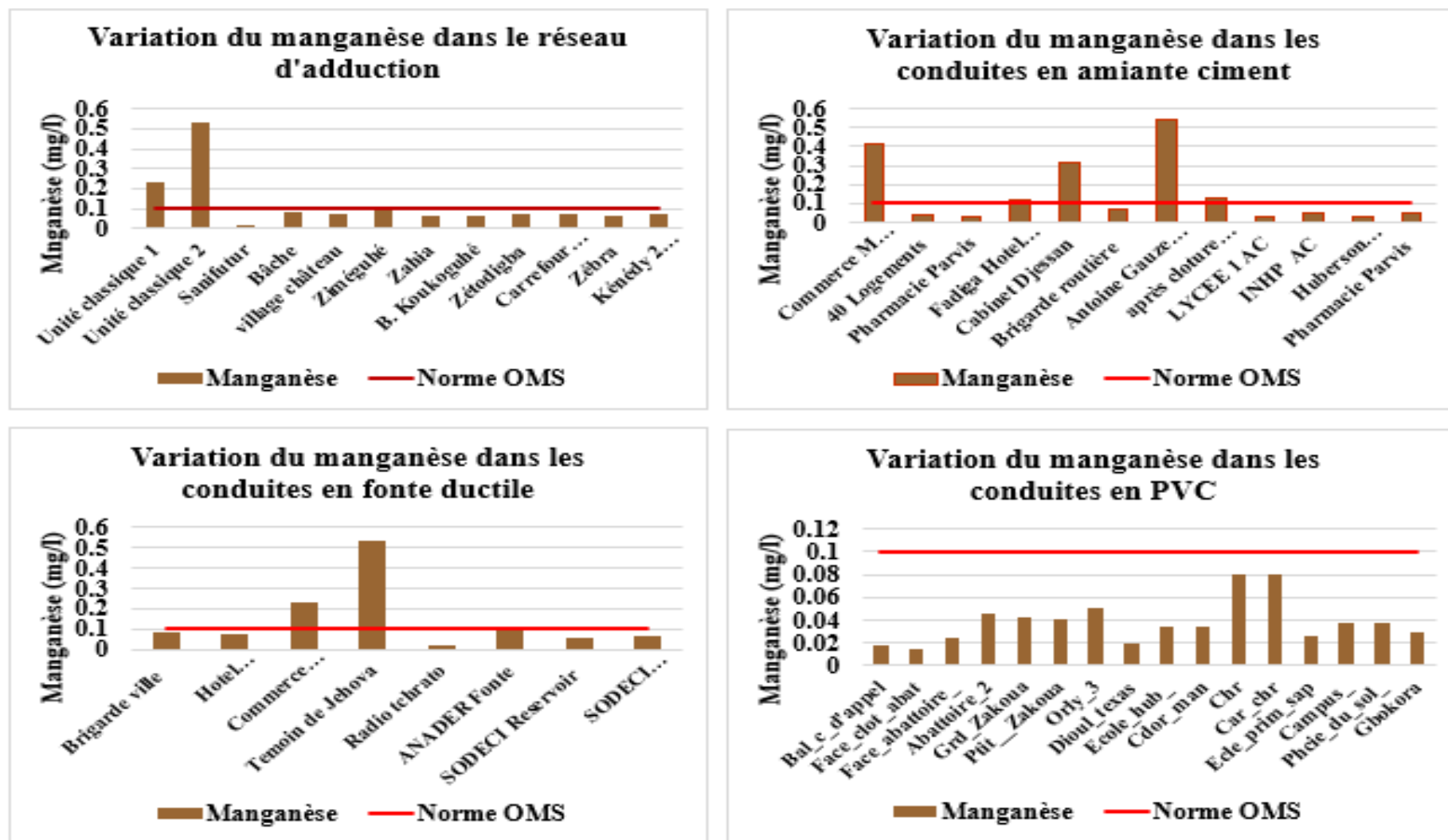


Figure 80 : Variation du Manganèse dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

6.3.2.6. Impact de l'entretien du réseau sur la qualité de l'eau

- Variation de la couleur et de la turbidité après réalisation des vidanges

Par comparaison de l'aspect des eaux des conduites avant et après la réalisation des vidanges du réseau, les eaux après vidange présentent naturellement les meilleures caractéristiques. En effet, les eaux des conduites sont beaucoup moins turbides (Figure 81) et colorée MES (mg/L) après vidange avec des moyennes respectives de $21,40 \pm 14,74$ NTU et $42,09 \pm 25,66$ UVC contre $9,59 \pm 5,61$ NTU et $19,49 \pm 11,48$ UVC. Cette variation de turbidité et de couleur (Figure 82) correspond respectivement à un rabattement moyen de 43,22 % et 45,11 %. Bien que la vidange améliore l'aspect des eaux dans les conduites, ces qualités organoleptiques restent en deçà de celles recommandées par la directive de l'OMS pour l'eau de consommation humaine.

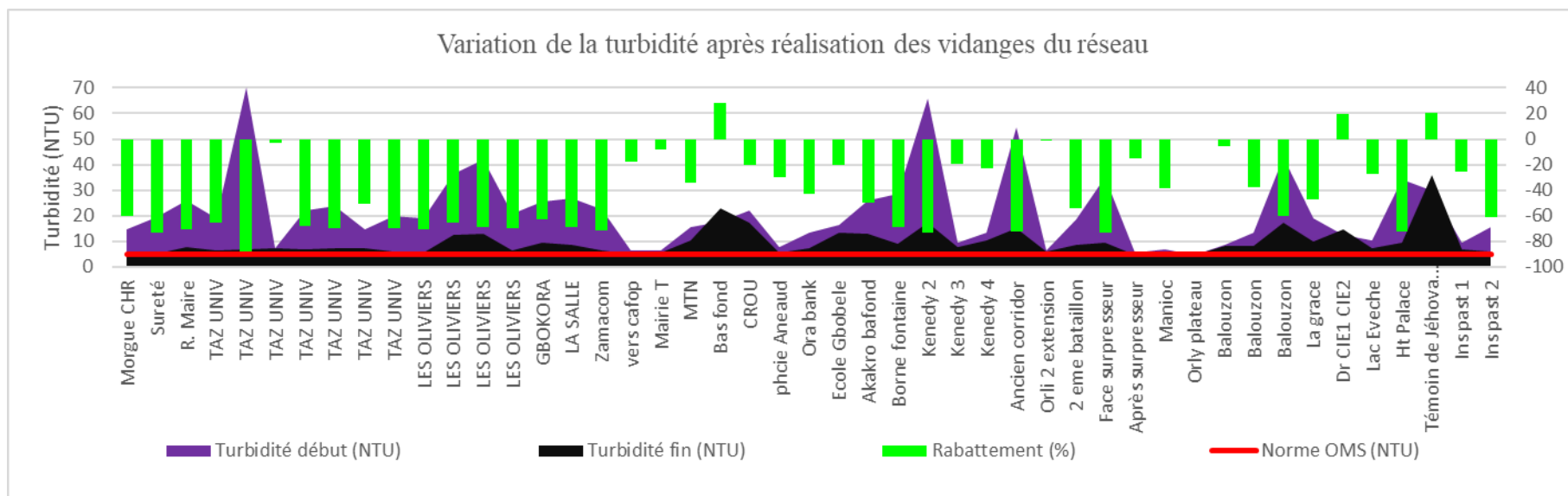


Figure 81 : Variation de la turbidité après réalisation des vidanges du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

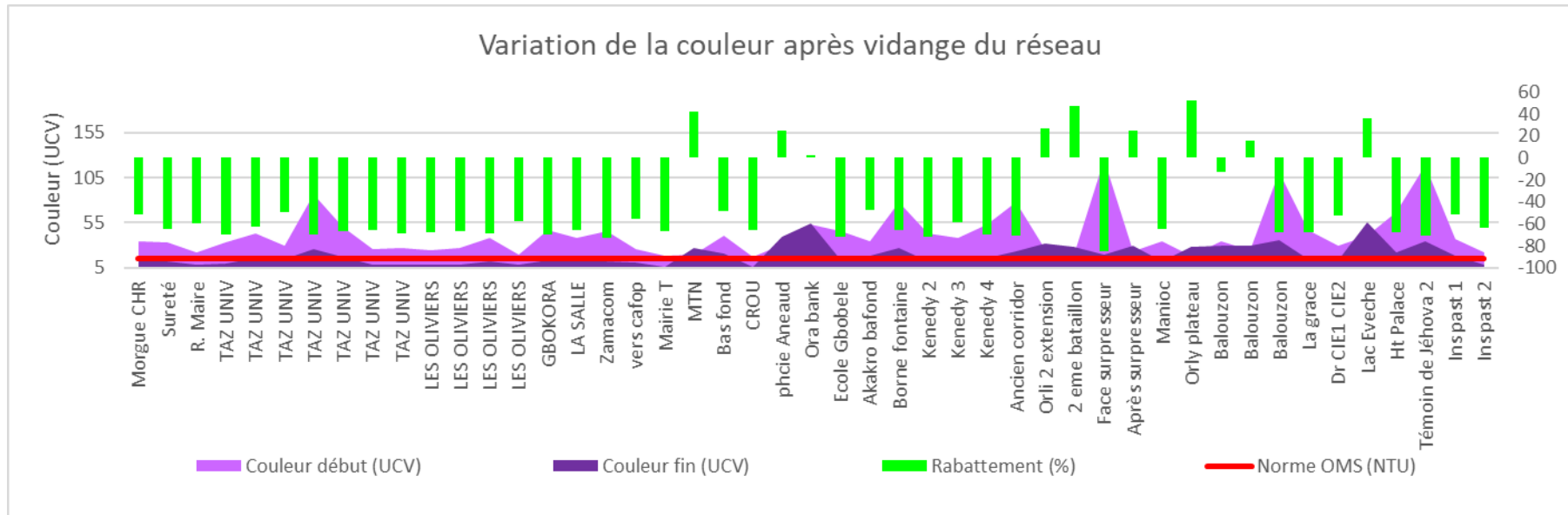


Figure 82 : Variation de la couleur après réalisation des vidanges du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

- **Variation de la couleur et de la turbidité après manipulation des poteaux d'incendie**

Après un entretien complet du réseau d'AEP, nous constatons une amélioration de la qualité de l'eau qui se traduit par un fort taux de rabattement de la turbidité et de la couleur au niveau des vidanges et des poteaux d'incendie. Au niveau des poteaux d'incendie, on obtient un taux de rabattement de 2 % à 62 % sur la turbidité (Figure 83) et un abattement de 5 % à 72 % sur la couleur (Figure 84).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

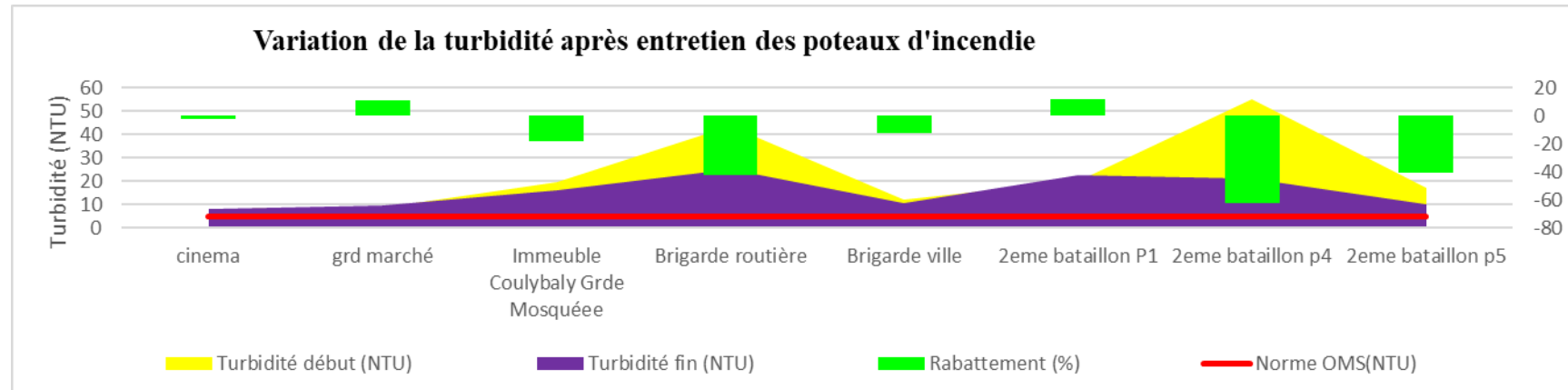


Figure 83 : Variation de la turbidité après entretien des poteaux d'incendie

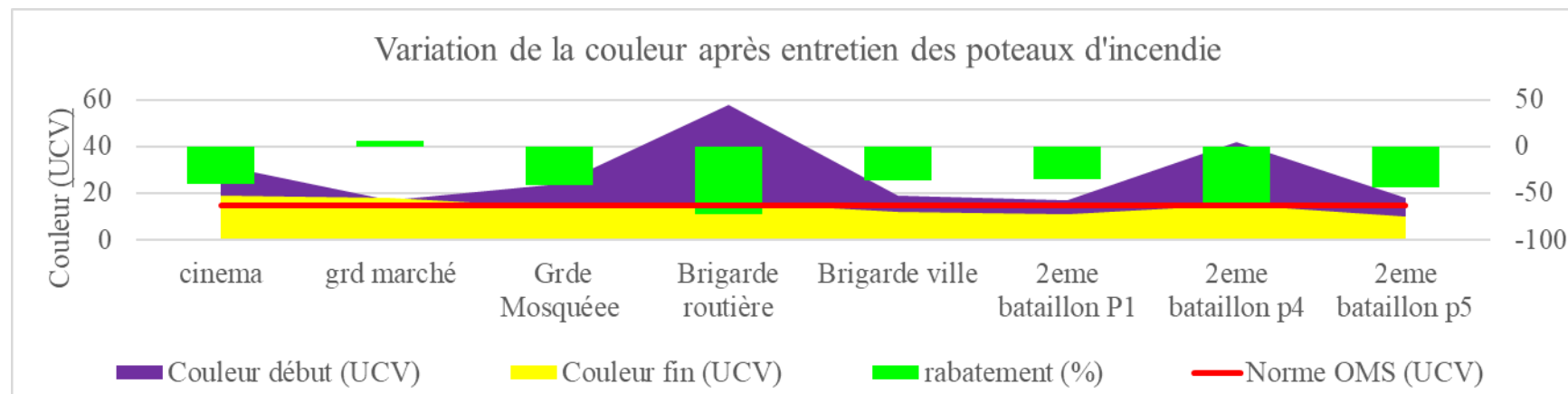


Figure 84 : Variation de la couleur après entretien des poteaux d'incendie

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Les vidanges à différents pas de temps effectuées sur le réseau d'eau potable de la commune de Daloa.

6.3.2.7. Analyse statistique de la qualité de l'eau dans le réseau de distribution

- **Au niveau de la bache**

Le Tableau XX montre les minima, maxima, moyennes et écarts types de chaque paramètre mesuré sur l'eau de la bache. Les valeurs moyennes de deux paramètres (température et couleur) sur les huit étudiés ne sont pas conformes aux directives de l'OMS (2017). Les valeurs de ces deux paramètres sont légèrement au-dessus de la valeur guide pour la température (26,77 °C) et largement au-dessus de la norme pour la couleur (26 UCV)

Tableau XX : Analyse sommaire de l'eau de la bache

	T (°C)	pH	CE (μS/cm)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl ₂ (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Minium	26,30	6,63	274,00	2,68	11,00	0,10	0,21	0,08
Maximum	27,20	8,21	311,00	6,70	54,00	0,70	0,21	0,08
Moyenne	26,77	7,36	293,00	4,13	26,00	0,38	0,21	0,08
Ecart type	0,37	0,65	15,12	1,82	19,82	0,25	0,00	0,00
(OMS, 2017)	< 25	6,5-8,5	< 400	< 5	< 15	0,2-5	< 0,3	< 0,1

- **Au niveau des canalisations**

- **Régime permanent**

Le Tableau XXI montre les résultats des analyses de l'eau prélevée au niveau des ménages dans un cas de desserte continue (régime permanent). Les moyennes de cinq paramètres sur les huit ne sont pas conformes aux directives de l'OMS (2017). Il s'agit la température (29,32 °C), la couleur (35,03 UCV), le chlore libre (0,07 mg/L), le fer total (0,31 mg/L) et le manganèse (0,11 mg/L).

Tableau XXI : Analyse sommaire de l'eau en régime permanent

	T (°C)	pH	CE (μS/cm)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl ₂ (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Minium	25,00	6,01	260,00	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00
Maximum	35,30	10,03	336,00	17,90	196,00	0,70	0,52	0,54
Moyenne	29,32	8,01	286,64	4,37	35,03	0,07	0,31	0,11
Ecart type	1,55	0,44	11,54	2,55	26,64	0,08	0,17	0,12
(OMS, 2017)	< 25	6,5-8,5	< 400	< 5	< 15	0,2-5	< 0,3	< 0,1

-

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

- Régime temporaire (en cas de coupure d'eau)

Le Tableau XXII présente les caractéristiques des paramètres de l'eau du réseau après une coupure d'eau. L'analyse du tableau montre que cinq paramètres sur les huit mesurés ont des valeurs très supérieures à celles fixées par l'OMS (2017). Ce sont : la turbidité (116,29 NTU), la couleur (+++), le chlore libre (+++), le fer total (+++) et le manganèse (+++). Le potentiel d'hydrogène (6,85) et la conductivité (300,29 $\mu\text{S/cm}$) sont conformes aux directives de potabilité de l'OMS.

Tableau XXII : Analyse sommaire de l'eau en régime temporaire (après coupure d'eau)

	T (°C)	pH	CE ($\mu\text{S/cm}$)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl ₂ (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Minium	27,00	6,51	285,00	99,00	+++	+++	+++	+++
Maximum	32,20	7,03	320,00	136,00	+++	+++	+++	+++
Moyenne	29,36	6,85	300,29	116,29	+++	+++	+++	+++
Ecart type	1,71	0,18	12,42	13,42				
(OMS, 2017)	< 25	6,5-8,5	< 400	< 5	< 15	0,2-5	< 0,3	< 0,1

6.3.2.8. Taux d'évolution des paramètres dans le réseau d'Adduction d'Eau Potable

Les taux d'évolution des paramètres sont présentés en fonction du type de matériaux.

- **Conduite en fonte ductile**

Le **Tableau XXIII** montre le taux d'évolution des paramètres mesurés dans le tronçon 1 (Bâche-Château d'eau). Une augmentation est observée au niveau de certains paramètres qui sont la température (0,5 %), la conductivité (2,73 %), la couleur (12,5 %) et le fer total (85,71 %). Cependant, les valeurs de certains paramètres ont diminué dans la canalisation. Ce sont le pH (-2,74 %), la turbidité (-2,73 %), le chlore libre (-89,38 %) et le manganèse (-13,58 %). Le taux d'augmentation le plus élevé est constaté au niveau du fer total (85,71 %) et le taux de diminution le plus élevé est au niveau du chlore libre (-89,38 %).

Tableau XXIII : Taux d'évolution des paramètres sur le tronçon 1 (Bâche-Château d'eau)

	T (°C)	pH	CE ($\mu\text{S/cm}$)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Bâche	26,77	7,36	293,00	4,46	26,67	0,38	0,21	0,08
Entrée Château	26,90	7,16	301,00	3,60	30,00	0,04	0,39	0,07
Taux d'évolution (%Ev)	0,50	-2,74	2,73	-19,28	12,50	-89,38	85,71	-13,58

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Le Tableau XXIV montre le taux d'évolution de chaque paramètre mesuré dans les conduites en fonte ductile des tronçons 2 et 3. Dans le tronçon 2, une diminution est observée au niveau de deux paramètres : le pH (-0,18 %) et le chlore libre (-43,86 %). Dans le tronçon 3, une diminution est remarquée au niveau de trois paramètres : la température (-0,87 %), le pH (-0,87 %) et le chlore libre (-17,5 %). En moyenne, on constate une croissance au niveau de certains paramètres tels que la température (0,22 %), la conductivité électrique (1,85 %), la turbidité (3,14 %), la couleur (4,79 %), le fer total (22,22 %) et le manganèse (1,38 %). Seuls le pH (-0,52 %) et le chlore (-30,68 %) ont diminué. Le taux d'augmentation le plus élevé est constaté au niveau du fer total (22,27 %) et le taux de diminution le plus élevé est au niveau du chlore libre (-30,68 %).

Tableau XXIV : Taux d'évolution des paramètres dans les canalisations en fonte

	T (°C)	pH	CE (μS/cm)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Tronçon 2	1,32	-0,18	1,82	0,95	2,69	-43,86	12,00	1,67
Tronçon 3	-0,870	-0,87	1,88	5,33	6,90	-17,50	32,43	1,09
Ev moyen (%) (FD)	0,22	-0,52	1,85	3,14	4,79	-30,68	22,22	1,38

- **Conduite en amiante-ciment**

Le Tableau XXV montre le taux d'évolution des paramètres dans les conduites en amiante-ciment dans les tronçons 2 et 3. Dans le tronçon 2, une diminution est constatée au niveau de six paramètres qui sont le pH (-0,52 %), la turbidité (-16,51 %), la couleur (-7,53 %), le chlore libre (-16,13 %), le fer total (-6,55 %) et le manganèse (-17,71 %). Cependant, une augmentation de deux paramètres est notée : la température (2,27 %) et la conductivité électrique (1,43 %). Dans le tronçon 3, on observe une diminution de six paramètres excepté le pH (2,38 %) et la conductivité (1,70 %) qui ont augmenté. Une diminution de plus de 50 % est remarquée au niveau de la couleur (-79,03 %), la turbidité (-59,13 %) et le fer total (54,65 %). En moyenne, on constate une augmentation de la température (0,76 %), du pH (0,93 %) et de la conductivité électrique (1,56 %). Cependant, on observe une diminution de la turbidité (-37,82%), la couleur (-43,28 %), le chlore libre (-20,18 %), le fer total (-30,60 %) et le manganèse (-15,84 %).

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Tableau XXV : Taux d'évolution des paramètres dans les canalisations en amiante-ciment

	T (°C)	pH	CE (μS/cm)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Tronçon 2	2,27	-0,52	1,43	-16,51	-7,53	-16,13	-6,55	-17,71
Tronçon 3	-0,75	2,38	1,70	-59,13	-79,03	-24,24	-54,65	-13,98
Ev (%) (AC)	0,76	0,93	1,56	-37,82	-43,28	-20,18	-30,60	-15,84

• Conduite en PVC

Le Tableau XXVI présente le taux d'évolution des paramètres dans les conduites en PVC sur les tronçons 2 et 3. Sur le tronçon 2, on remarque une diminution au niveau de tous les paramètres mesurés. Le grand taux de diminution est constaté au niveau de la couleur (-32,74 %). Sur le tronçon 3, on observe une augmentation au niveau de la température (0,04 %), la conductivité électrique (0,01 %), la turbidité (0,82 %), la couleur (0,54 %) et le manganèse (0,06 %). Cependant, une diminution est observée au niveau du pH (-0,03 %), du chlore libre (-0,31 %) et le fer total (-0,35 %). En moyenne, on constate une diminution au niveau de chaque paramètre.

Tableau XXVI : Taux d'évolution des paramètres dans les canalisations en PVC

	T (°C)	pH	CE (μS/cm)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn ²⁺ (mg/L)
Tronçon 2	-5,79	-1,31	-2,82	-14,06	-32,74	-25,86	-15,07	-8,37
Tronçon 3	0,04	-0,03	0,01	0,82	0,54	-0,31	-0,35	0,06
Ev moyen (%) (PVC)	-2,87	-0,67	-1,41	-6,62	-16,10	-13,08	-7,71	-4,15

• Au niveau du château d'eau

Le Tableau XXVII montre le taux d'évolution des paramètres durant le passage de l'eau au château. On observe une augmentation de tous les paramètres, excepté la conductivité électrique qui diminue de 1,55 %. On note que le chlore libre augmente significativement.

Tableau XXVII : Taux d'évolution des paramètres au niveau du château d'eau

	T (°C)	pH	CE (μS/cm)	Turb (NTU)	Coul (UCV)	Cl (mg/L)	Fe (mg/L)
Entrée	26,06	6,93	271,60	3,86	35,60	0,04	0,52
Sortie	27,98	7,17	267,40	4,16	45,80	0,29	0,54
Taux d'évolution (%Ev)	7,37	3,48	-1,55	7,82	28,65	663,16	3,83

6.4. Niveau satisfaction des populations par rapport à la desserte en eau potable

L'enquête de terrain a consisté à recueillir auprès de la population les données relatives au niveau de satisfaction de la desserte en eau potable tant sur le plan quantitatif que qualitatif.

Faute d'avoir des informations relatives au niveau de satisfaction en eau potable de toute la population de la commune de Daloa, un échantillon significatif de 383 ménages à enquêter a été défini (Figure 85).

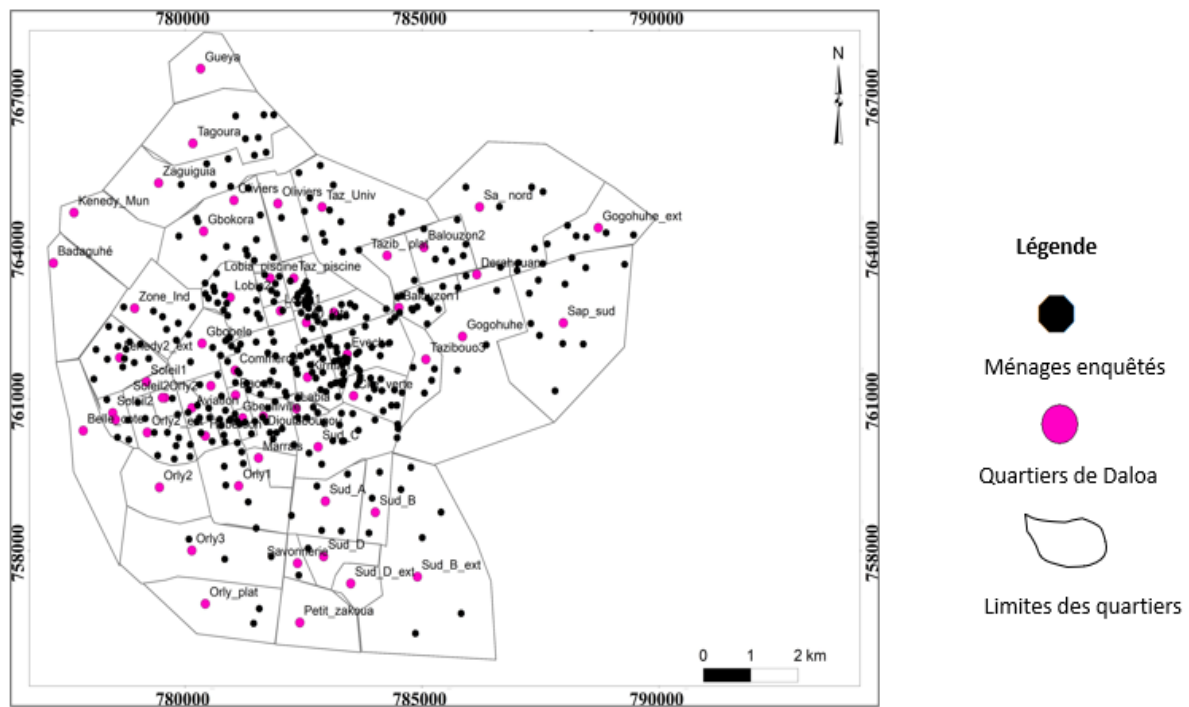


Figure 85 : Ménages enquêtés

La population enquêtée est composée de 60 % de Femmes et 40 % d'Hommes.

Sur l'ensemble des ménages enquêtés, 81 % soit 383 ménages sont raccordés au réseau contre 19 % soit 136 ménages ne sont pas raccordés au réseau et utilisent d'autres sources alternatives comme les puits, les forages, les sources pour l'approvisionnement en eau (Figure 86).

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

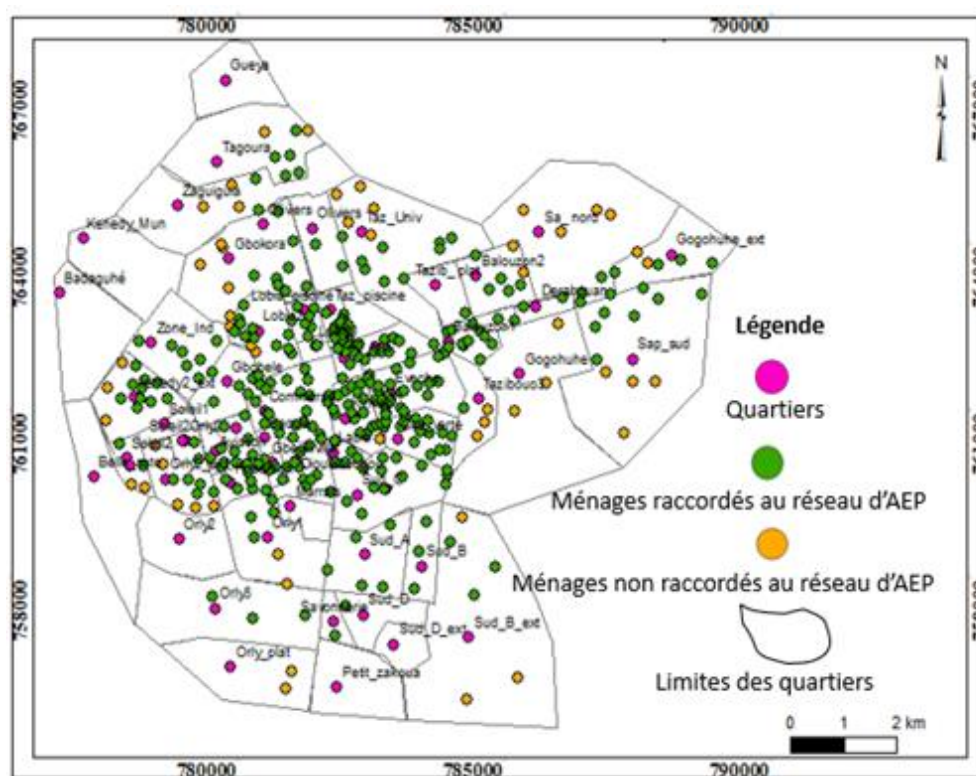


Figure 86 : Ménages raccordés au réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Dalao

Concernant la disponibilité en eau potable, 54 % des ménages abonnés disposent de façon permanente et en quantité suffisante de l'eau potable tandis que 46 % des ménages raccordés manquent d'eau ou en disposent de façon temporaire (Figure 87).

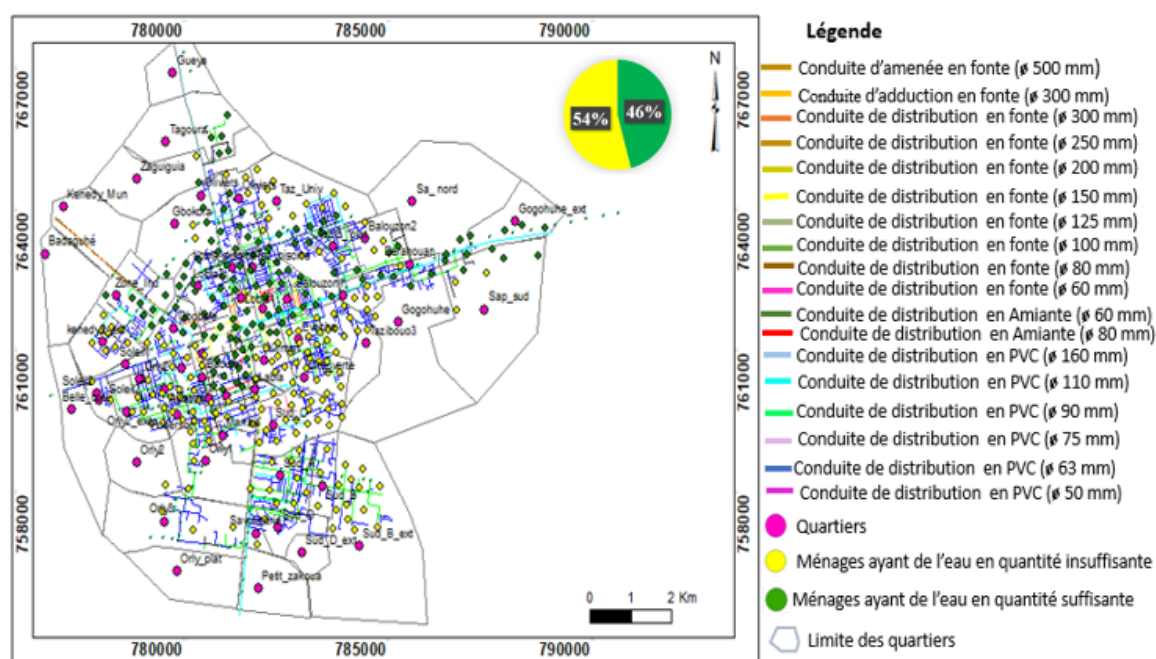


Figure 87 : Disponibilité de l'eau courante dans le réseau d'eau potable de Dalao

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

La quantité d'eau journalière utilisée en moyenne par les abonnés est évaluée à 208210 litres par jour soit 85 litres par habitant par jour par an. Dans le but de se ravitailler en cas de coupure d'eau, 79 % des ménages raccordés préfèrent stocker de l'eau dans des récipients (dont 73 % sont fermés et 21 % ouverts) contre 21 % qui ne stockent pas de l'eau.

La durée de stockage de l'eau en fonction des différents usages varie de 1 à 3 jours pour l'eau de boisson, de 3 jours à une semaine pour l'eau utilisée pour l'entretien, la lessive et le bain et au-delà d'une semaine pour les ravitaillements après coupure (Figure 88).

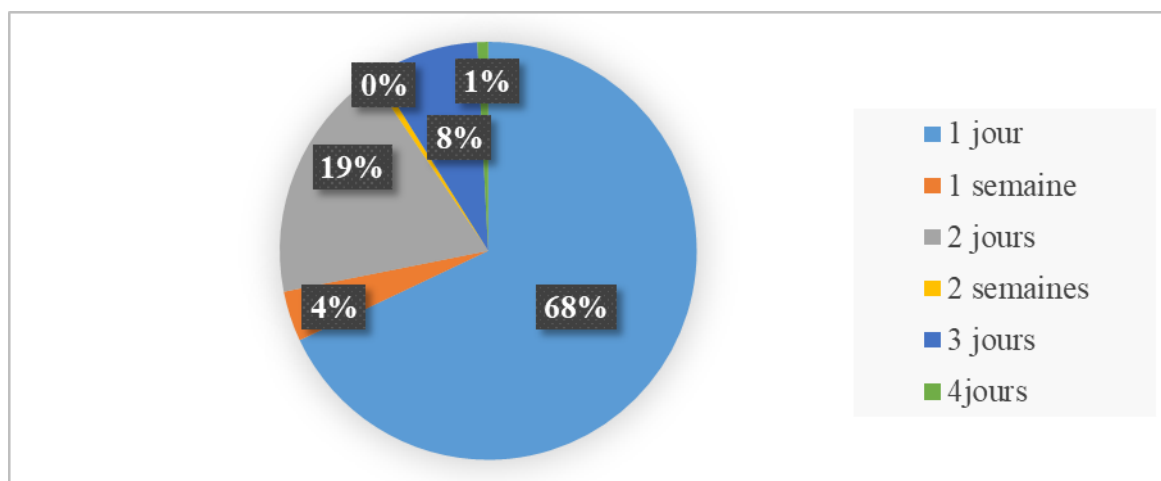


Figure 88 : Durée de stockage de l'eau du robinet

Concernant la qualité de l'eau, plusieurs opinions se heurtent. Seulement 2 % des ménages attestent que l'eau du robinet est incolore. Sur l'ensemble des ménages enquêtés, 32 % attestent que l'eau du robinet a une couleur jaunâtre ; 32 % attestent que l'eau a une couleur de rouille ; 20 % affirment que l'eau de robinet a une couleur noirâtre et 14 % affirment que la couleur de l'eau au robinet varie de la couleur jaunâtre à la couleur noirâtre (Figure 89).

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

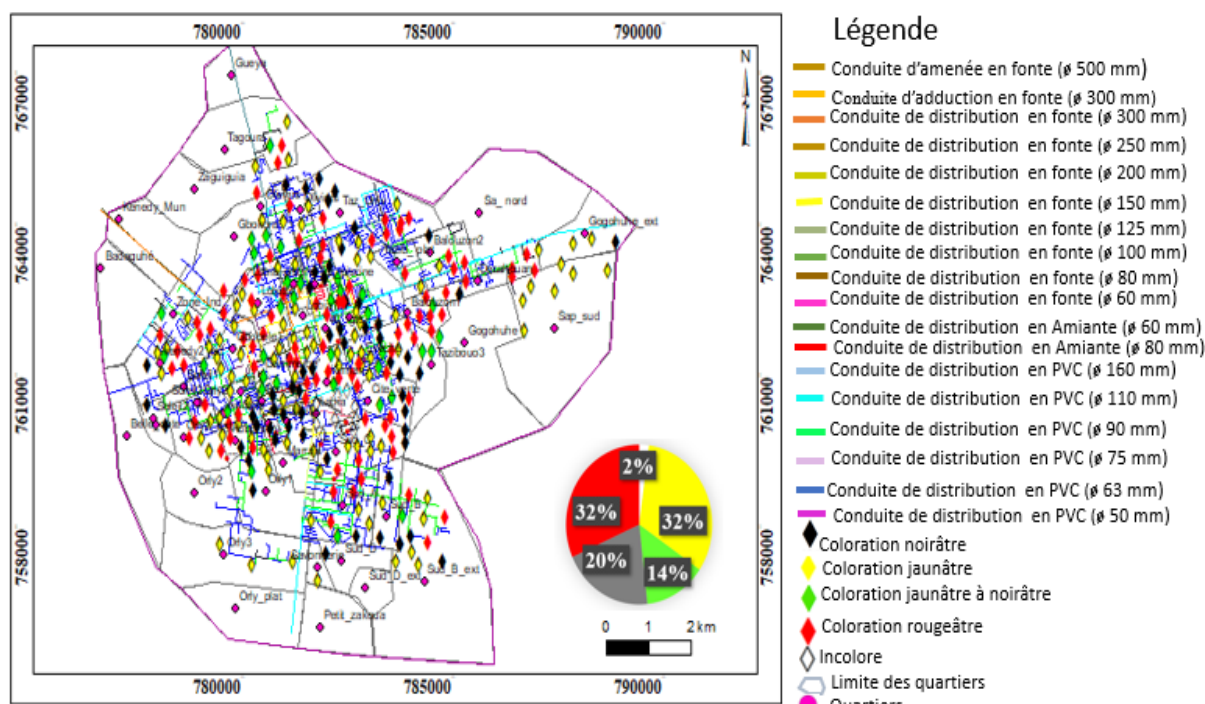


Figure 89 : Avis sur la coloration de l'eau du robinet

Concernant le goût de l'eau du robinet, 64 % des abonnés au réseau attestent que l'eau a un goût salé associé à une odeur d'eau de javel. 18 % des abonnés estiment que l'eau est sans goût ; 10 % de ménages attestent que l'eau a un goût de fer et 8 % de ménages attestent que l'eau a un goût amer (Figure 90).

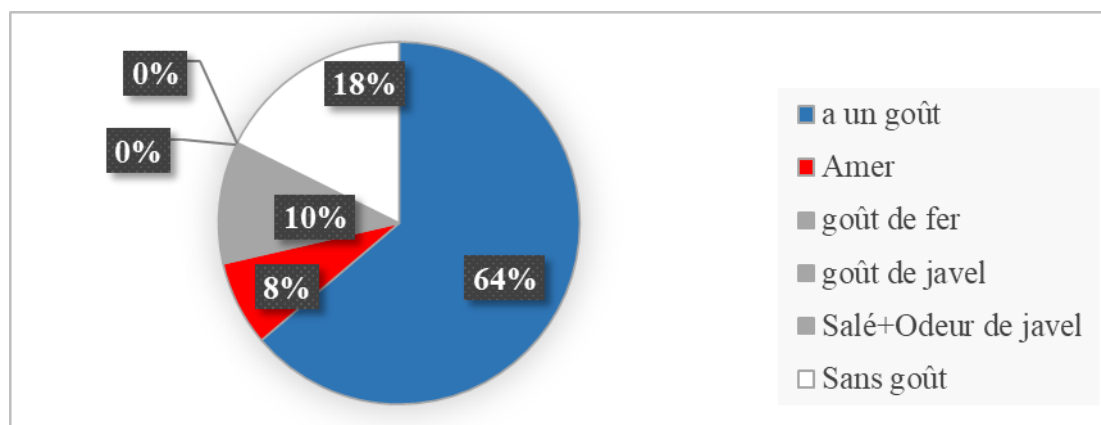


Figure 90 : Avis de la population sur le goût de l'eau du robinet

Concernant les usages que les ménages font de l'eau, seulement 25 % des ménages prennent l'eau du robinet pour tout type d'usage et 75 % des ménages ne boivent pas l'eau du robinet. 10 % des ménages, en plus de ne pas consommer directement l'eau du robinet n'utilisent pas l'eau pour la cuisson des aliments. 8 % des ménages n'utilisent pas l'eau pour le bain et la consommation directe (Figure 91).

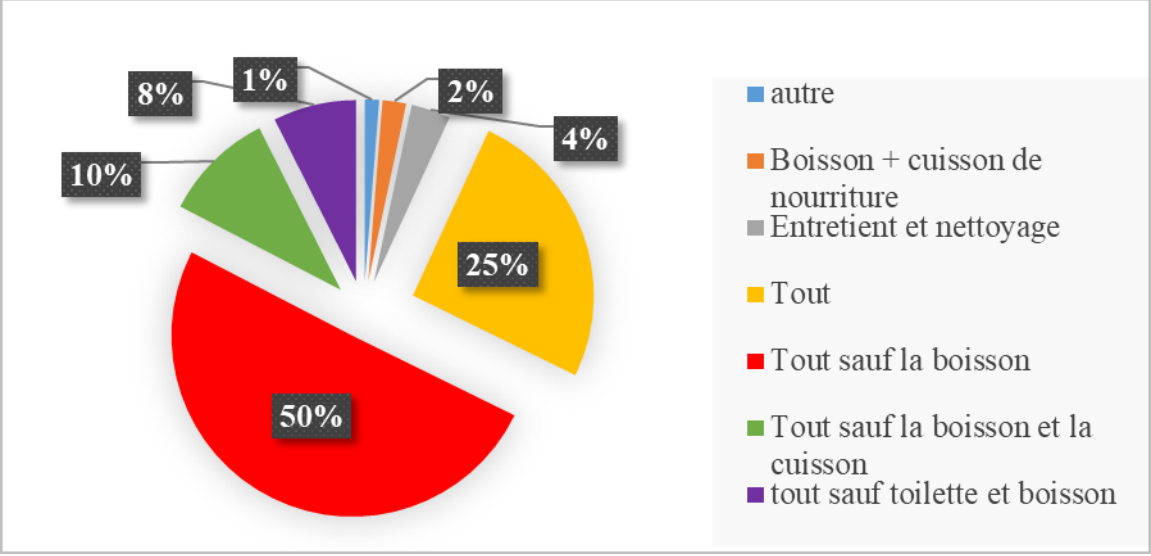


Figure 91 : Les différents usages de l'eau du robinet

Face aux coupures fréquentes de l'eau courante les ménages se ravitaillent au niveau de certaines sources alternatives de proximité telles que les puits, les sources naturelles d'eau , les forages et les combinaisons qui pourraient exister entre elles (Figure 92).

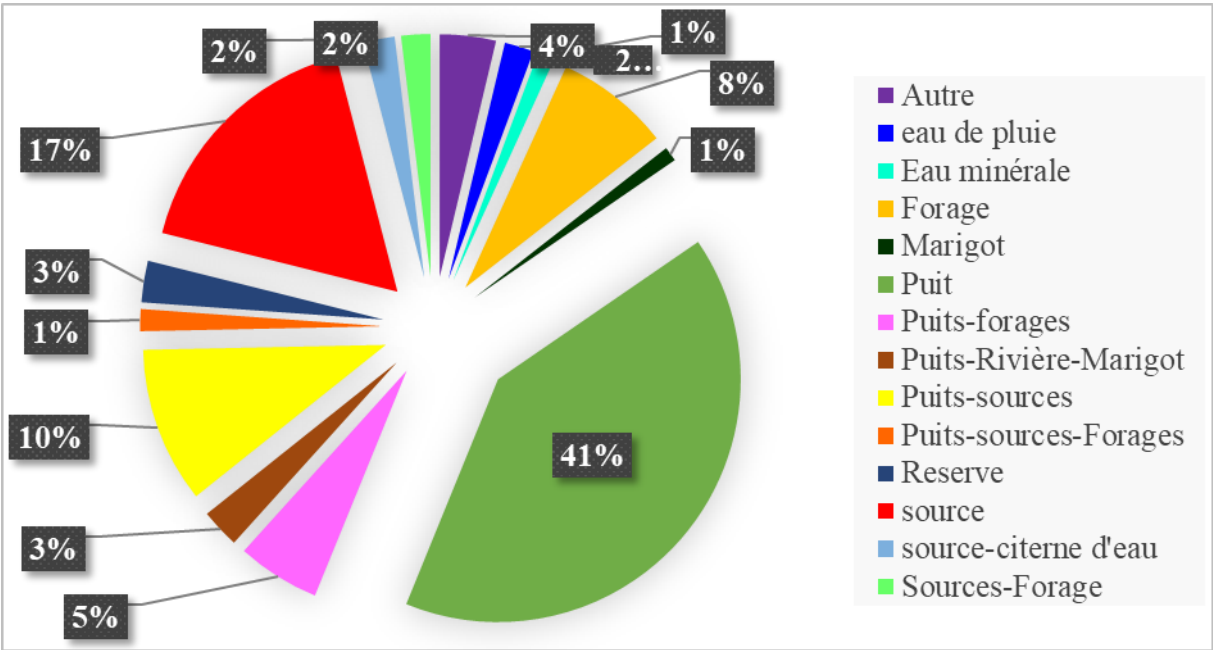


Figure 92 : Sources alternatives d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa

En dehors des coupures d'eau 37 % des ménages raccordés soit 13 689 personnes ont difficilement accès à l'eau potable pour diverses raisons dont les plus importantes sont les faibles pressions, l'arrivée tardive de l'eau au robinet, l'absence totale d'alimentation en eau de la zone (Figure 93).

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

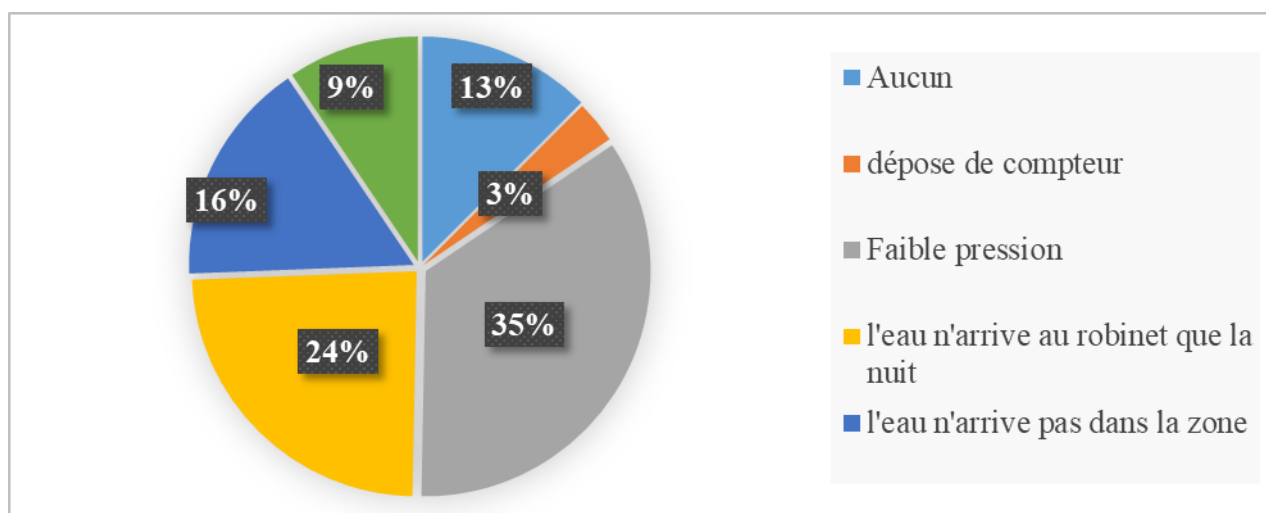


Figure 93 : Raisons de non accès à l'eau potable

La coloration de l'eau du robinet, les coupures fréquentes et la restriction de l'usage de l'eau courante emmènent la population raccordée à la recherche de sources alternatives pour la consommation directe, la cuisson d'aliments et même pour le bain. Ces différentes sources sont composées de puits, sources naturelles d'eau, forages et différentes combinaisons qui pourraient exister entre elles (Figure 94).

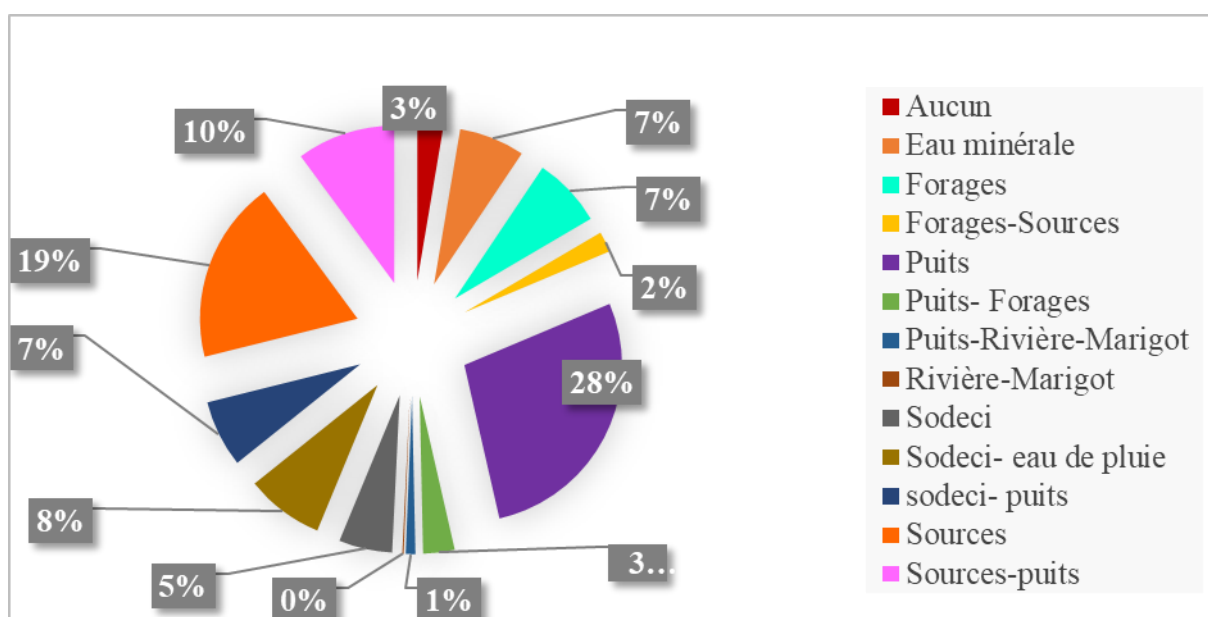


Figure 94 : Sources alternatives d'eau de consommation

La population raccordée soutient l'idée que la recherche ou la combinaison de sources alternatives à l'eau courante leur permet d'éviter non seulement les maladies, obtenir l'eau potable pour la consommation directe et pallier au manque d'eau (Figure 95).

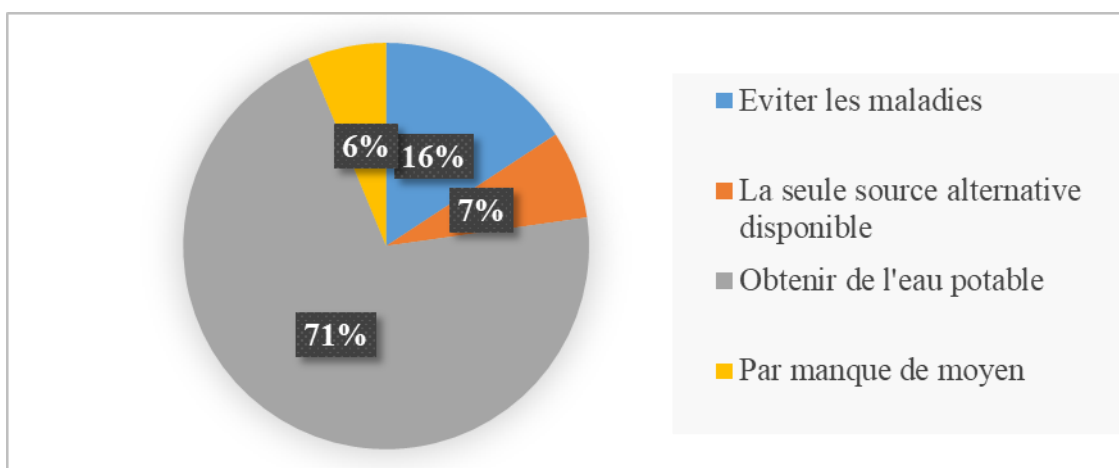


Figure 95 : Avis de la population concernant la combinaison des sources

Les eaux de sources utilisées par certains habitants de la commune de Daloa peuvent présenter un danger. En effet, la qualité de ces eaux de source naturelles d'eau de consommation reste méconnue. Par ailleurs, les sources naturelles d'eau sont mal entretenues (Figure 96).



Figure 96 : Sources naturelles d'eau mal entretenues

La population raccordée s'approvisionne en moyenne deux fois par jour au niveau des sources alternatives d'approvisionnement avec une quantité journalière prélevée estimée à 54646,86 m³/j soit 59838,31 m³/an. La quantité d'eau prélevée annuellement au niveau des sources alternatives pourraient générer un gain annuel de 15 749 164 905 FCFA. Cette quantité d'eau prélevée au niveau des sources alternatives par la population ne subit généralement pas de traitement préalable pour 74 % des abonnés avant de la consommer directement. Ce qui pourrait présenter un risque sanitaire lié à l'eau de consommation vue que l'environnement au niveau des sources d'eau naturelles n'est pas correctement entretenu (Figure 97).

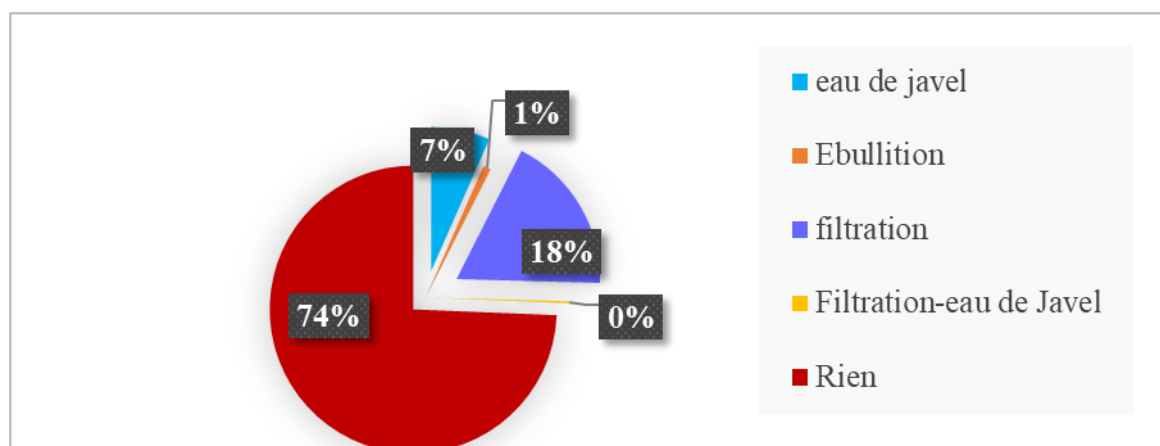


Figure 97 : Traitements appliqués aux sources alternatives

La frange de la population qui utilise seulement l'eau du robinet pour tout type d'usage appliquer souvent des traitements pour l'amélioration de la qualité. En effet, 66 % des ménages qui utilisent uniquement de l'eau courante n'appliquent aucun traitement. Ces ménages ne recueillent que le surnageant de l'eau après décantation pour la consommation et autres usages (Figure 98).

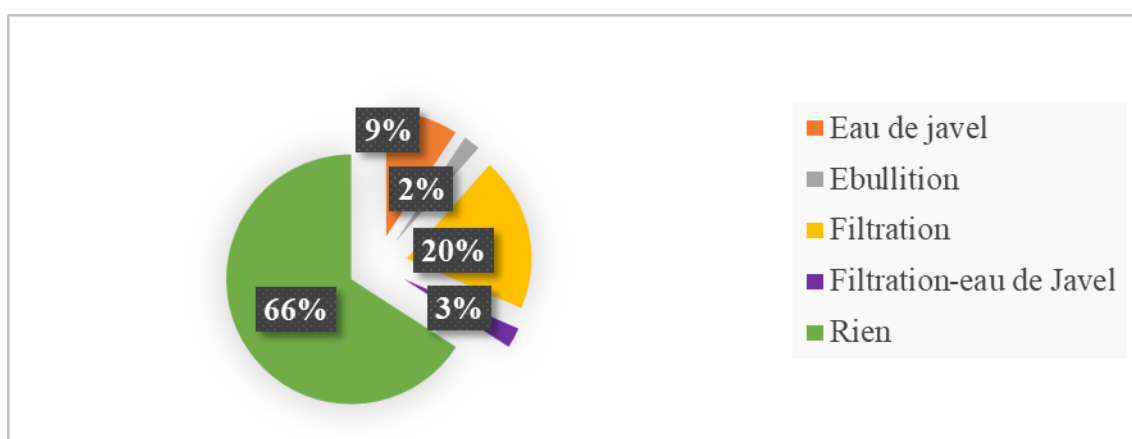


Figure 98 : Type de traitement appliqué à l'eau du robinet

Discussion

L'eutrophisation des cours d'eau est un phénomène très lent qui s'étend sur plusieurs années et est peu perceptible à l'échelle d'une génération. Cependant, ce phénomène s'accélère dans le temps et l'espace par un apport massif de nutriments dû à l'exercice des activités anthropiques (Kouassi, 2007). Ces apports engendrent une série de changements symptomatiques tels que l'accroissement de la production d'algues, de macrophytes qui dégradent la qualité de l'eau. La présence accrue de végétaux à la surface de la retenue de la Lobo serait dû à l'observation sur le terrain de l'utilisation des produits phytosanitaires au

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

niveau des champs bordant la retenue (Minaudo, 2015 ; Koffi, 2022 ; Kouassi & Dally, 2022 Augeard *et al.*, 2023).

Le vieillissement des réseaux d'AEP entrave le plus souvent le bon fonctionnement des réseaux de distribution d'eau potable et provoque une dégradation précoce et ou progressive de la qualité de l'eau distribuée aux consommateurs (Erramli *et al.*, 2014 ; Kravvari *et al.*, 2018 ; Boumelita, 2019 ; Kourbasis *et al.*, 2020 ; Lee *et al.*, 2021 ; Mosetlhe, 2021 ; Giudicianni *et al.*, 2022).

La majeure partie du réseau d'AEP de la commune de Daloa est vieillissante et date généralement de 1963, l'année de première mise en service. La coloration de l'eau au robinet du consommateur et les coupures fréquentes emmènent certains habitants à se tourner vers des sources alternatives d'eau dont la qualité douteuse (N'diaye *et al.*, 2013).

Sur les réseaux d'adduction et de distribution, l'effet du ruissellement expose par endroit les canalisations au soleil. Plusieurs zones de casse de conduites sont enregistrées principalement sur le réseau de distribution. Le point commun de toutes les zones de casse est l'état non bitumé de la voirie qui se dégrade progressivement sous l'effet de l'érosion (Koukougnon, 2012 ; Gnamba-Yao & Youan, 2022).

Les caractères organoleptiques de l'eau se dégradent au fur et à mesure que l'eau transite à travers les canalisations (Matias, 2008 ; Aka *et al.*, 2023 ; Kouassi *et al.*, 2023). L'activité bactérienne dans les conduites d'eau potable s'accroît lorsque la température dépasse 15°C (Fish *et al.*, 2016 ; Lalla *et al.*, 2022). Or la température dans la commune de Daloa est supérieure à 20°C sur toute l'année ; ce qui est favorable pour le développement des activités bactériennes dans des conduites exposées au soleil. Selon Agudelo-Vera *et al.* (2020), l'élévation de la température au sein des réseaux d'AEP fait naître des goûts ou odeurs désagréables de l'eau au robinet du consommateur. Ainsi, l'exposition des conduites à l'air libre constitue l'une des causes majeures des caractéristiques organoleptiques désagréables de l'eau dans les robinets (Kouamé *et al.*, 2023 ; Kouassi *et al.*, 2023). De plus, l'exposition des conduites au soleil accélère la plupart des réactions physico-chimiques et biologiques dans le réseau tout en influençant la croissance bactérienne et dissipant l'effet du désinfectant résiduel (le chlore) par agissement sur les constantes d'équilibre et accélère la corrosion des conduites. Ces résultats corroborent ceux de (Li & Mitch, 2018 ; Stavroula & Kanakoudis, 2018 ; Lalla *et al.*, 2022).

Par ailleurs, les caractéristiques organoleptiques et physico-chimique des échantillons d'eau traitée sur les sept (7) dernières années ont présenté un pH relativement neutre ; une turbidité supérieure à 1 NTU ; un taux de chlore résiduel faible et une couleur non conforme aux valeurs

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

guide de OMS (2017). Au regard des résultats obtenus après le traitement des eaux brutes à la station de traitement, les paramètres physicochimiques respectent les valeurs guides de l'OMS (2017). Il conviendrait donc de dire que le système de traitement mis en œuvre à Daloa est performant. Cependant, certains résultats relèvent des insuffisances sur ce système de production d'eau potable. En effet, la concentration moyenne en Fe estimée à $2,40 \pm 0,32$ mg/L dans les eaux de la Lobo est réduite en moyenne à 0,19 mg/L (Diop *et al.*, 2021).

Toutefois le fer, à des concentrations supérieures à 0,1 mg/L neutraliserait les désinfectants et générerait la prolifération des microorganismes dans les réseaux de distribution (Kouamé, 2021). Aussi le Mn^{2+} quoique réduit après traitement, enregistre une teneur sur les 7 ans supérieures à 0,15 mg/L. Par conséquent, cette eau traitée pourrait donner un mauvais goût aux eaux de boissons. La présence de cet élément dans les eaux d'approvisionnements est indésirable pour plusieurs raisons. Comme le fer, il peut causer des problèmes dans les réseaux de distribution en y favorisant la croissance de microorganismes. Même à des concentrations inférieures à 0,05 mg/L, le manganèse peut former dans la tuyauterie des dépôts et provoquer de la couleur sombre de l'eau (Hafeman *et al.*, 2007 ; Tobiasson *et al.*, 2016). Selon Khadse *et al* (2015). Cela peut se produire lorsque les concentrations de Manganèse soluble sont supérieures à 0,02 mg/L et que le développement de la couleur et Les valeurs élevées de la turbidité et de la couleur du réseau d'AEP de la commune de Daloa seraient dues au fait que les eaux des conduites incrustantes laissent un dépôt de calcium et de carbonate provoquant l'entartrage des conduites. En effet, cette teneur élevée en turbidité indiquerait une dégradation des canalisations en amiante ciment et en PVC, une précipitation du fer et du manganèse suite à une oxydation dans le réseau ainsi que des précipités formés. Ce résultat pourrait expliquer la dégradation de la qualité organoleptique de l'eau. Le taux d'abattement obtenus sur les paramètres turbidité et couleur après vidange confirmerait cette hypothèse. Toutefois, les valeurs moyennes de turbidité et de couleur restent toujours supérieures aux normes requises avant et après vidange. Cette couleur de l'eau observée serait due à la présence de manganèse, même à concentration moindre. Dans les systèmes de distribution d'eau, les sels de Mn^{2+} peuvent interagir avec les oxydants (exemple le chlore) et se transformer en oxydes insolubles Mn^{4+} et Mn^{3+} qui précipitent respectivement sous forme de MnO_2 (de couleur noire) et Mn_2O (brun-noir). Par ailleurs à la suite de certaines perturbations mécaniques ou chimique, des dépôts peuvent être libérés, causant des augmentations sporadiques de concentrations de manganèse dans l'eau potable. Ce qui pourrait justifier les teneurs sporadiquement élevées en certains points du réseau. Ce résultat

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

corrobores le niveau de MES élevé qui participerait à la diminution de l'efficacité des produits chimiques et des désinfectants utilisés dans le traitement d'eau potable. Les MES affectent indirectement les composants de la corrosion ou l'encroûtement dans des systèmes de distribution d'eau (Ritson *et al.*, 2019). En effet, le fer généralement sous forme ferrique et précipité est souvent associé aux MES.

Toutefois, ces résultats font apparaître d'office que le système de traitement se doit d'être amélioré. Une nanofiltration serait un procédé qui permettrait à la fois un abattement suffisant de la turbidité et également diminution substantielle de couleur de l'eau et des oxydes ferrique et manganés. Ce qui justifie, en dehors des considérations de coût, le choix de ce procédé de nanofiltration pour le traitement de l'eau de Daloa.

Sur le réseau d'AEP de la commune de Daloa, les coupures fréquentes de l'eau courante qui varient de (1 fois par jour à une fois par mois). N'ayant pas de solution palliative, les ménages décident donc de se ravitailler au niveau de certaines sources alternatives de proximité telles que les puits, les sources, les forages et la combinaison qui pourraient exister entre elles. Face à ce constat elle restreint l'usage de l'eau courante au niveau des différents ménages. Seulement 25 % des ménages prennent l'eau du robinet pour tout type d'usage et 75 % des ménages raccordés ne boivent pas l'eau du robinet. 10 % des ménages raccordés, en plus de ne pas consommer directement l'eau du robinet, n'utilisent pas l'eau courante pour la cuisson des aliments. 8 % des ménages raccordés n'utilisent pas l'eau courante pour le bain et la consommation directe.

En dehors des coupures d'eau 37 % des ménages raccordés soit 13 689 personnes ont difficilement accès à l'eau potable pour diverses raisons. La coloration de l'eau du robinet, les coupures fréquentes et la restriction de l'usage de l'eau courante emmènent la population raccordée à la recherche de sources alternatives pour la consommation directe, la cuisson d'aliments et même pour le bain. Ces différentes sources sont composées de puits, sources naturelles d'eau, de forages et des différentes combinaisons qui pourraient exister entre elles.

La population raccordée au réseau soutient l'idée que la recherche de sources alternatives ou la combinaison de sources alternatives à l'eau courante leur permettra d'éviter non seulement les maladies, obtenir l'eau potable pour la consommation directe et pallier au manque d'eau.

Cette population s'approvisionne en moyenne deux fois par jour au niveau des sources alternatives d'approvisionnement avec une quantité journalière prélevée estimée à 54646.8571 m³/j soit 59 838,31 m³/an. Cette quantité d'eau prélevée annuellement au niveau des sources alternatives pourraient générer un gain annuel de 14. 959.577 FCFA. Cette quantité d'eau prélevée au niveau des sources alternatives par la population ne subit

PATIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

généralement pas de traitement préalable pour 74 % des abonnés avant de la consommer directement. Cette qualité méconnue des eaux de source et de puits pourrait être un risque sanitaire pour la santé des consommateurs d'eau potable de la commune de Daloa. 66 % des ménages utilisant uniquement de l'eau courante n'appliquent aucun traitement mais recueille de l'eau dans les récipients et ne récupèrent que le surnageant pour la consommation et les autres usages. La durée de stockage de l'eau varie de 1 jour à deux semaines pour certains ménages. Cette manière de procéder pourrait alors constituer un risque pour la santé du consommateur si le récipient n'est pas stérilisé et compte tenu du surgissement probable d'une contamination dû à une dissipation assez rapide du chlore dans l'eau destinée à la consommation.

Conclusion partielle

L'état des lieux des différents équipements a montré que le réseau d'AEP de la commune de Daloa est composé de conduites en fonte ductile, PVC et amiante-ciment. Le diagnostic du réseau révèle que 3 % des ventouses sont en mauvais état, 37 % des bornes d'incendie sont hors service. L'on enregistre des casses sur l'ensemble du réseau beaucoup de conduites sont exposées à l'air libre suite à l'érosion. Les analyses physicochimiques et chimiques effectuées révèlent que l'eau se dégrade de la station de traitement au robinet du consommateur. En effet, les valeurs de la turbidité et la couleur sont au-delà des valeurs guides de l'OMS lorsque l'eau passe de l'usine de traitement aux robinets des consommateurs.

Chapitre 7 : Modélisation du réseau d’approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats de la modélisation du réseau d’approvisionnement en eau potable actualisé de la commune de Daloa. Les résultats issus des travaux de la mise à jour du réseau d’AEP seront d’abord présentés avant les résultats de la modélisation du réseau.

7.1. Actualisation du réseau d’AEP de la commune de Daloa

Le réseau d’Approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa a été retracé sur le plan de masse actualisé de la commune de Daloa sous l’assistance des Agents de Réseau (AR) de la SODECI à l’aide des cartes existantes du réseau des différents quartiers de la commune. La version résumée du réseau d’AEP en fonction des différents types de matériau des canalisations qui composent le réseau est représenté par la Figure 99.

Cependant, le fichier actualisé des différents types de matériaux avec leurs différents diamètres a été réalisé et existe uniquement en version Autocad pour des raisons de présentation. Long de 267541 mètres, le réseau d’AEP est composé de trois types de matériaux à savoir la fonte ductile, l’amiante ciment et le polychlorure de vinyle (PVC).

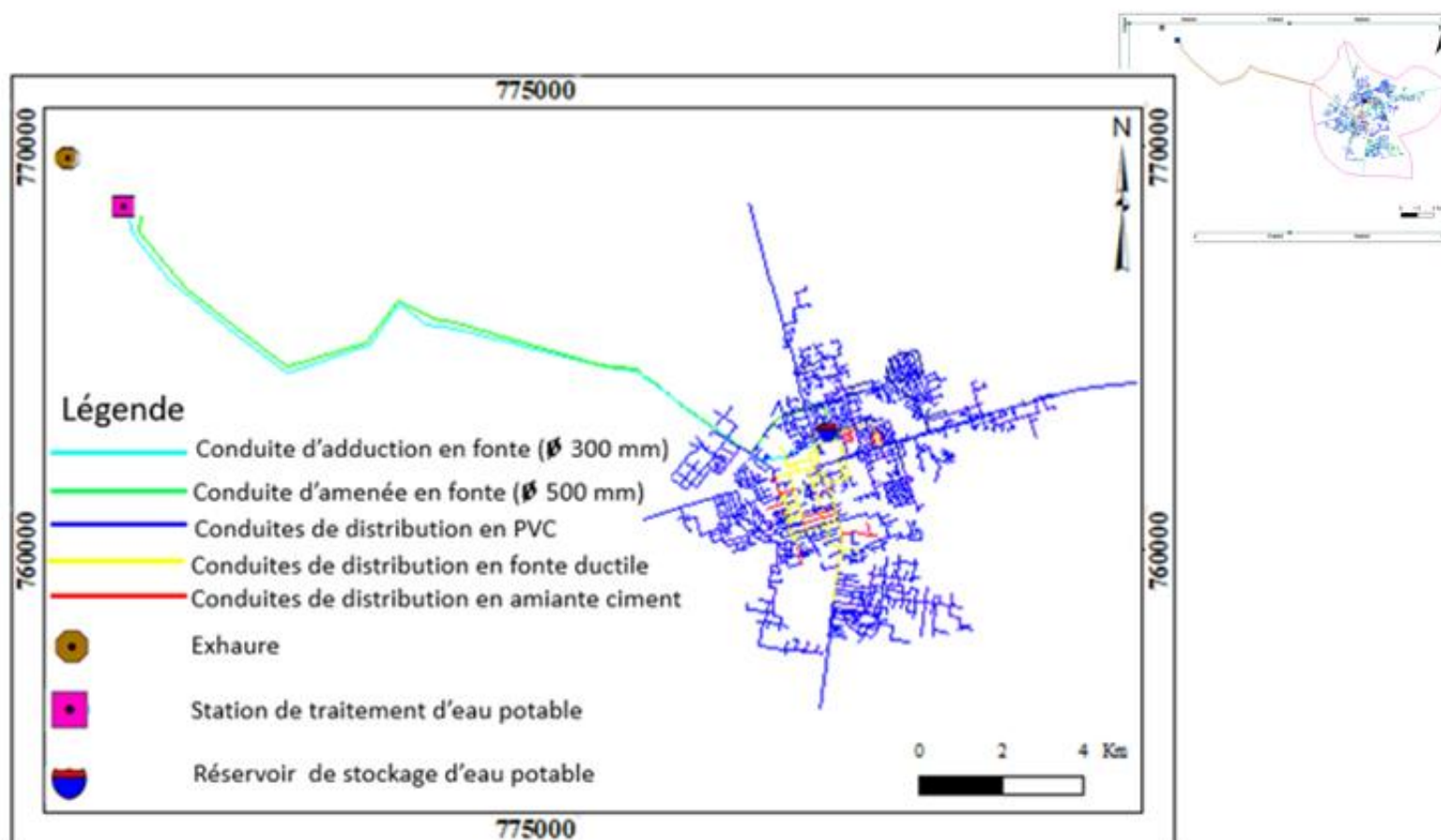


Figure 99 : Carte des différents types de matériaux du réseau d'AEP

7.1.1. Types de matériaux du réseau d'AEP

Les conduites en polychlorure de vinyle (PVC) représentent 69 % du linéaire total du réseau, les conduites Fonte Ductile (FD) représentent 28 % du linéaire total du réseau et les conduites en Amiante ciment (AC) représentent 3 % du réseau (Figure 100).

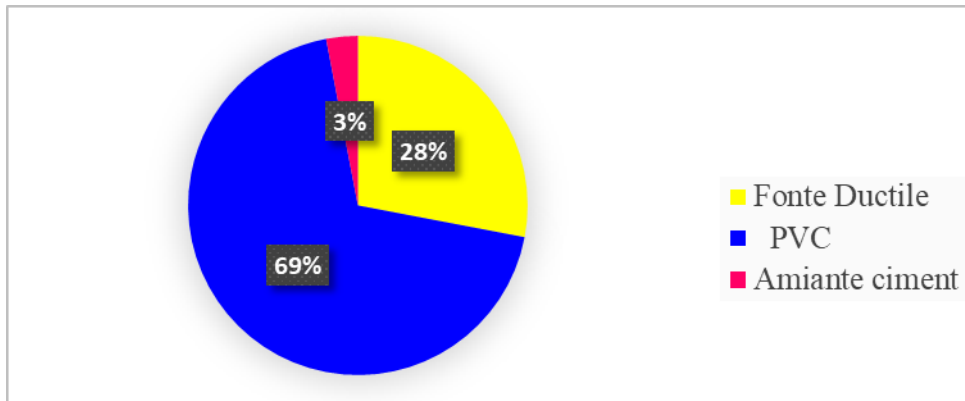


Figure 100 : Répartition du réseau d'AEP de Daloa en fonction des types de matériaux

7.1.1.1. Polychlorure de vinyle

Le polychlorure de vinyle constitue le matériau dominant du réseau. Il est représenté à 6 % par les Diamètres Nominaux (DN) 200, 160, 75, et 50. Il est représenté à 94 % par les DN 63, 90 et 110 répartis comme suit : 64 % de DN63, 19 % de DN 90 et 11 % de DN 110 (Figure 101).

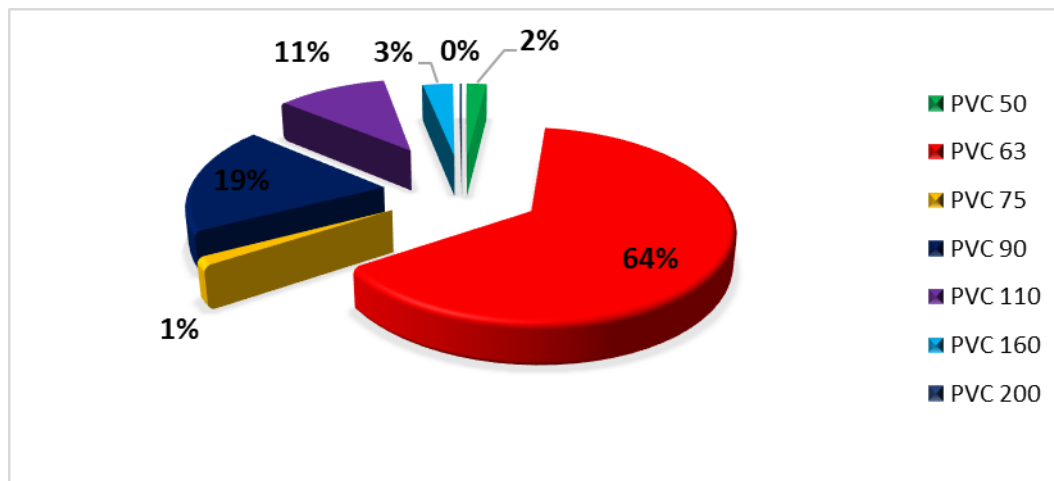


Figure 101 : Répartition des conduites en pvc par diamètre

7.1.1.2. Fonte ductile

Les conduites en fonte ductile représentent 29 % du linéaire total du réseau d'AEP. Elles sont réparties sur l'ensemble du réseau à 24 % par les DN 250, 200, 125, 100, 80 et 60. Les 76 % de la fonte ductile sont réparties comme suit : 33% de DN 500, 32 % de DN 300 et 11 % de DN 150 (Figure 102).

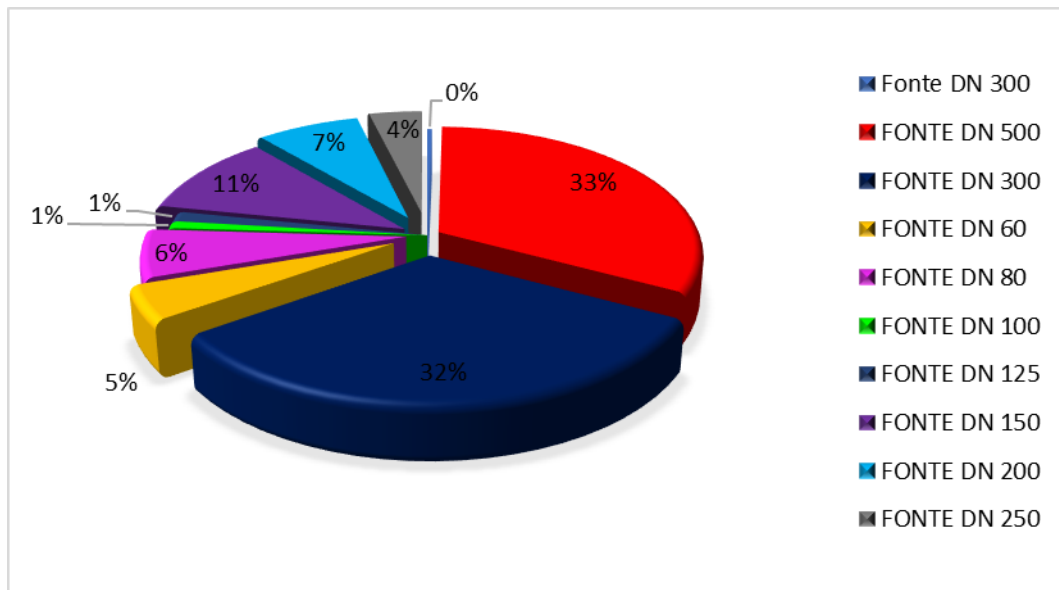


Figure 102 : Répartition des conduites en Fonte ductile par diamètre

7.1.1.3. Amiante ciment

L'amiante ciment (AC), matériau minoritaire du réseau d'AEP est composé de 42 % de DN 80, 29 % de DN 60, 19 % de DN 100 et 10 % de DN 300 (Figure 103).

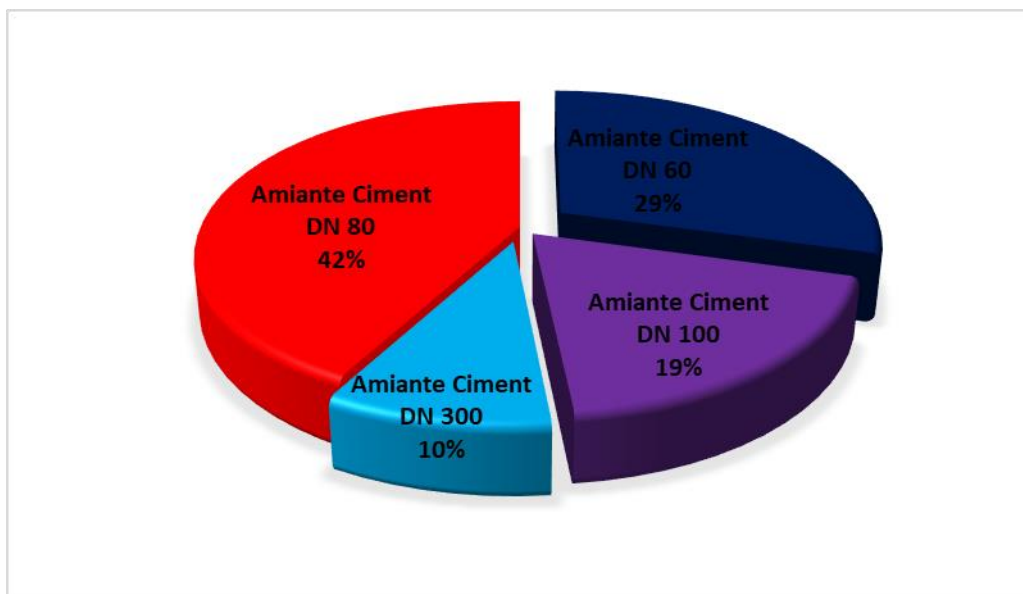


Figure 103 : Répartition des conduites en Amiante Ciment par diamètre

7.2. Constitution d'une base de données du réseau

La base de données du réseau d'AEP est composée du réseau et des éléments constitutifs du réseau tels que l'ensemble des canalisations, les Poteaux d'Incendie (PI) (Figure 104), les vidanges (Figure 105) et la répartition des ventouses (Figure 106).

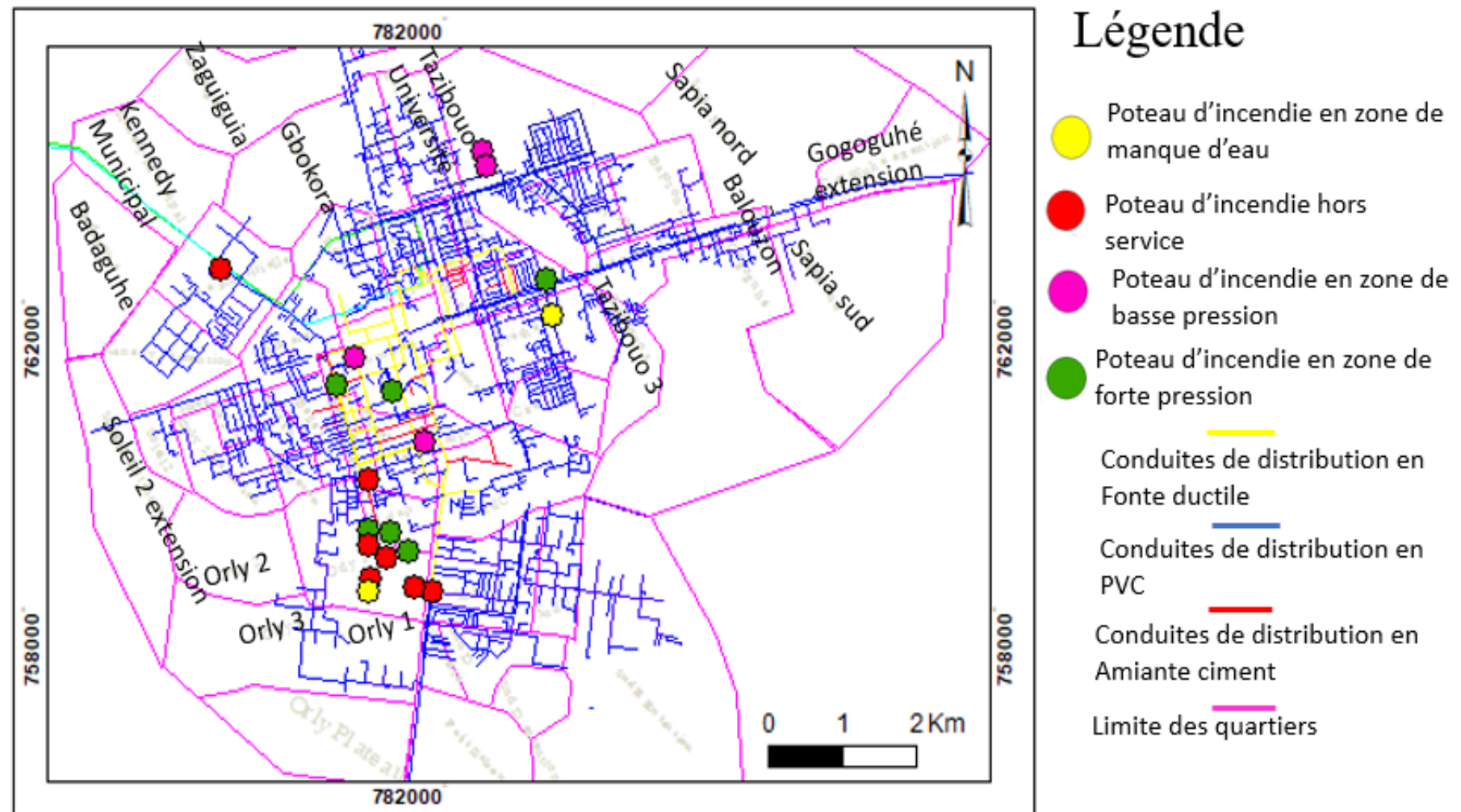


Figure 104 : Répartition des bornes d'incendie sur l'ensemble du réseau d'AEP

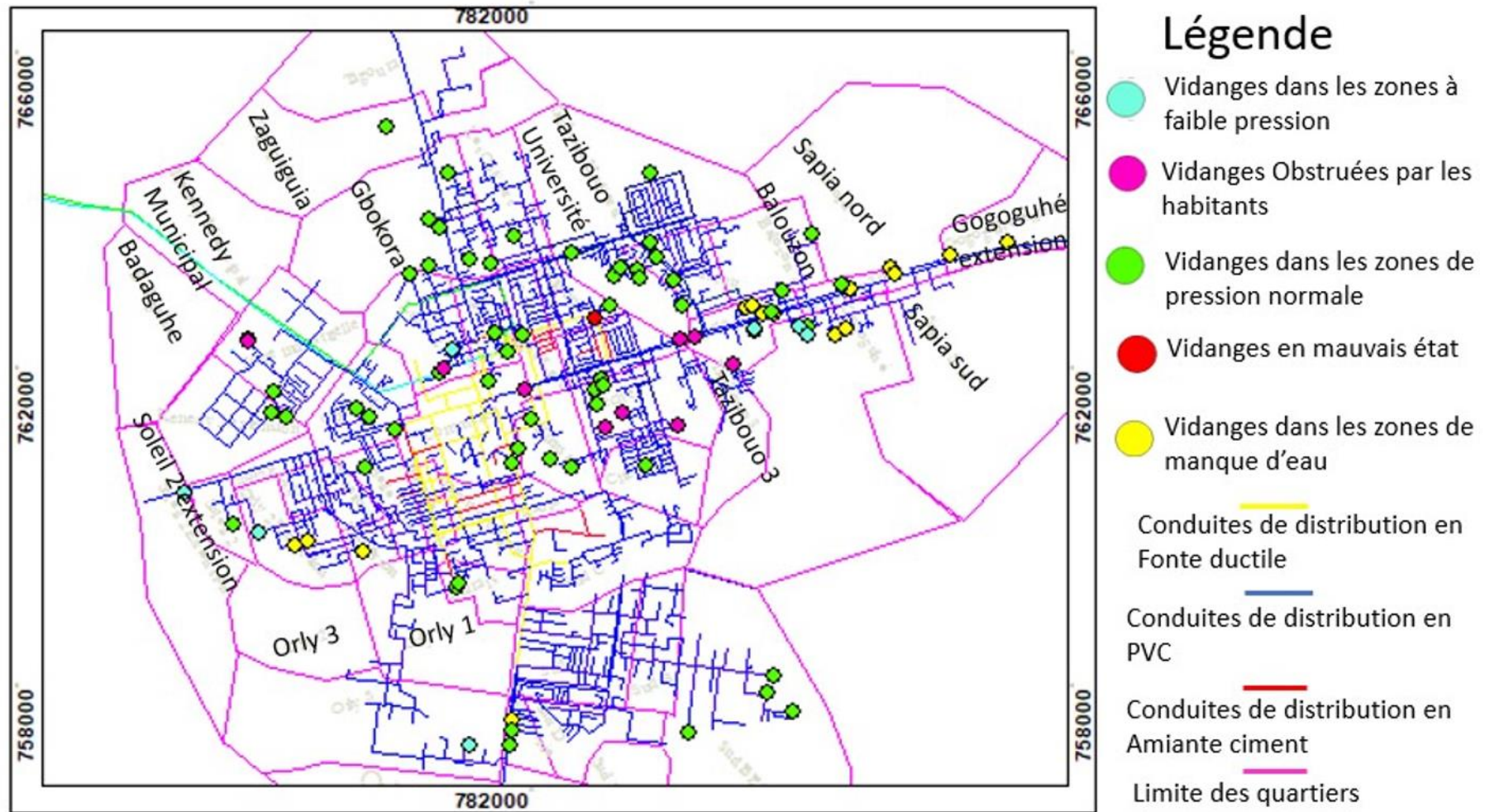


Figure 105 : Répartition des vidanges sur le réseau d'AEP

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

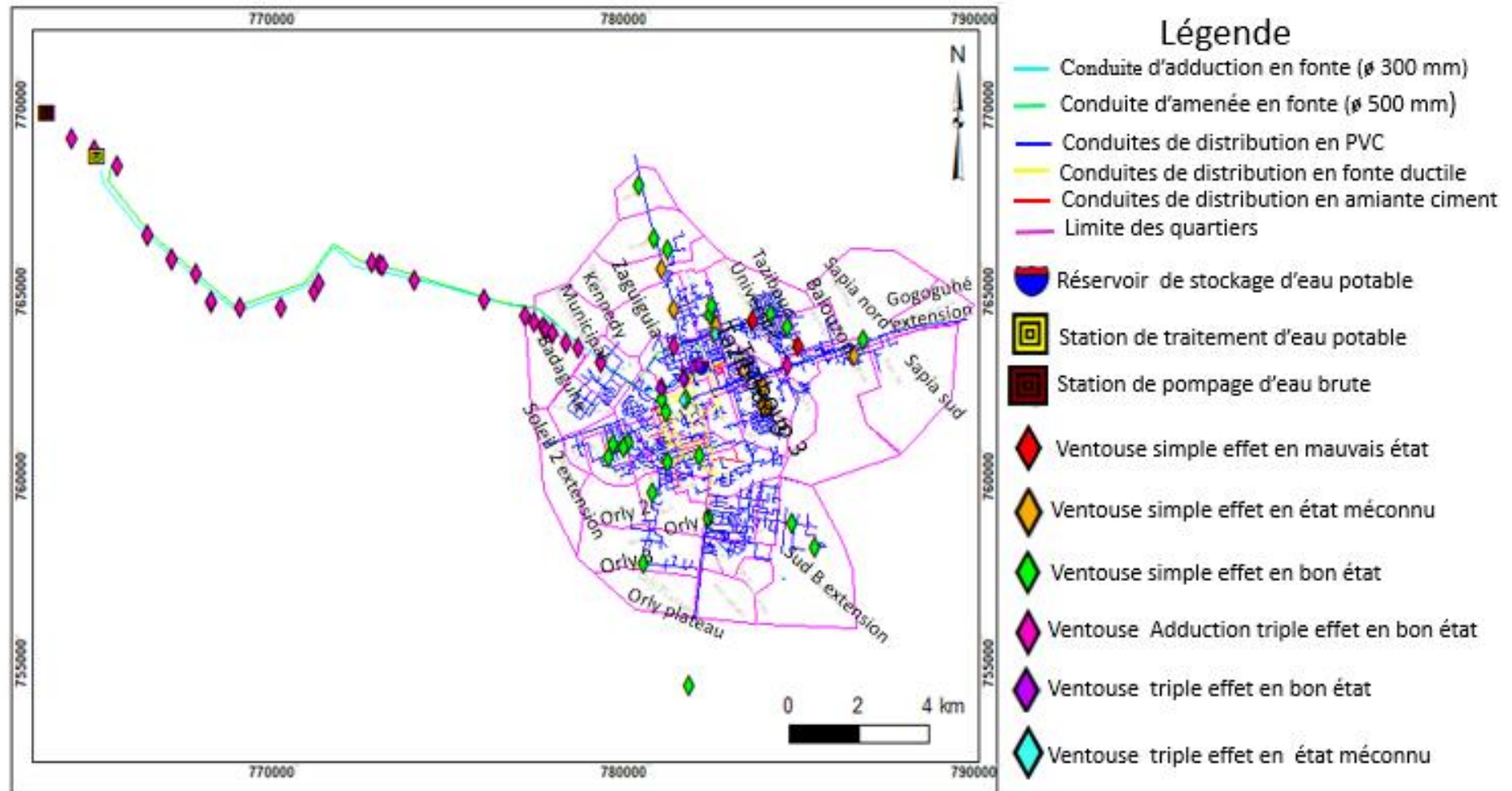


Figure 106 : Répartition des ventouses sur le réseau d'AEP

7.3. Caractéristiques du réseau d'AEP simulé de la commune de Daloa

7.3.1. Représentation du réseau

La Figure 107 montre le modèle conceptuel du réseau actualisé d'AEP de la commune de Daloa. Ce modèle est essentiellement constitué d'arcs et de nœuds.

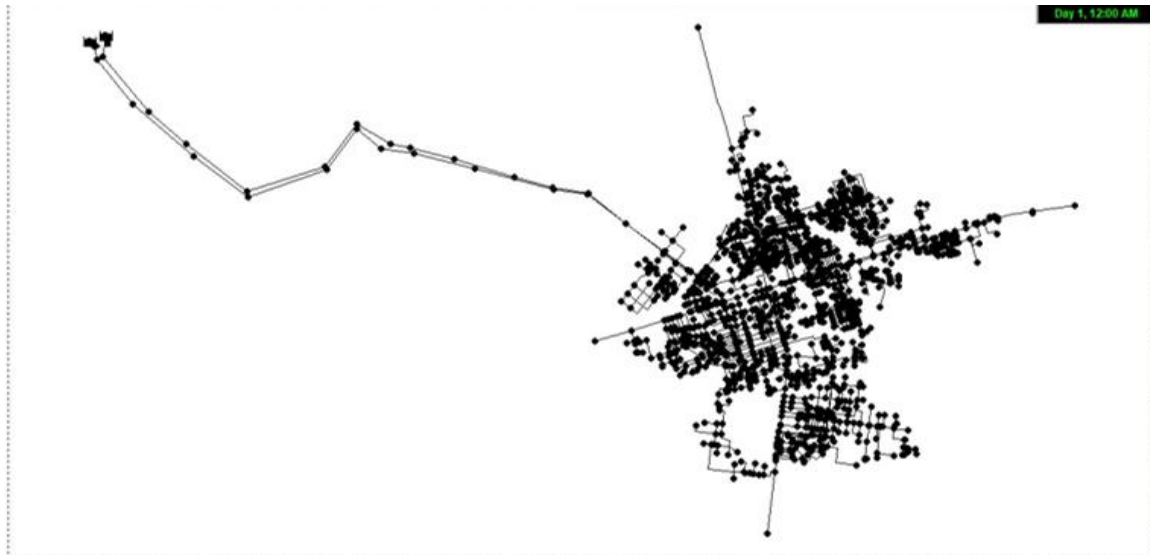


Figure 107 : Modèle conceptuel du réseau d'AEP de la commune de Daloa

7.3.2. Rapports de simulation

7.3.2.1. Calage et validation du modèle

Le Tableau XXVIII indique que le coefficient de corrélation entre les résultats observés et les résultats simulés est égal à 0,979 et la racine carrée de la moyenne des erreurs quadratiques (RMSE) est de 9,73.

Tableau XXVIII : Rapport de calage des pressions

Scenario : Simulation sans le réservoir					
Rapport de calage des pressions					
		Valeurs Observées	Valeurs Simulées	RMS	
Jonction	Nombre d'observations	Valeurs	Valeurs	Erreur	RMS
J-1160	24	36.46	45.53	12.407	15.040
J-1576	24	36.83	41.48	6.241	7.386
J-635	24	31.96	32.87	5.414	8.096
J-900	24	26.46	35.60	10.538	12.435
J-632	24	23.38	26.99	6.156	8.810
J-815	24	20.19	23.68	7.008	8.651
J-1045	24	7.14	7.55	3.825	4.451
J-1009	24	4.46	7.90	4.138	4.975
	192	25.40	30.02	7.313	9.736
Coefficient de corrélation : 0,979					

7.3.2.2. Corrélation linéaire

Concernant les résultats de pressions simulées et observées, une comparaison de la distance de chaque point de données depuis la moyenne de la variable est calculée et utilisée pour indiquer dans quelle mesure la relation entre les valeurs simulées et observées suit une ligne imaginaire tracée dans les données. C'est ce que l'on entend par les corrélations concernant les relations linéaires. La majeure partie des points s'agglutinent autour de la bissectrice centrale, ce qui traduit que le modèle est bien calé (Figure 108).

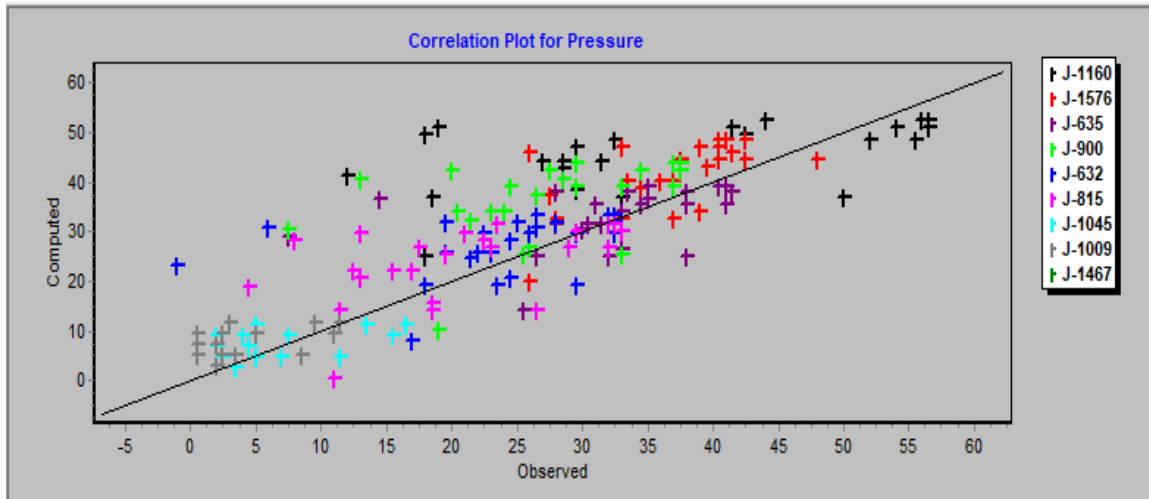


Figure 108 : Droite de régression linéaire des données simulées et observées

7.3.2.3. Comparaison des valeurs simulées et observées

Le meilleur ajustement des données simulées et observées autour de la bissectrice centrale indique que le modèle est bien représenté et que le logiciel simule mieux les données observées sur le terrain (Figure 109).

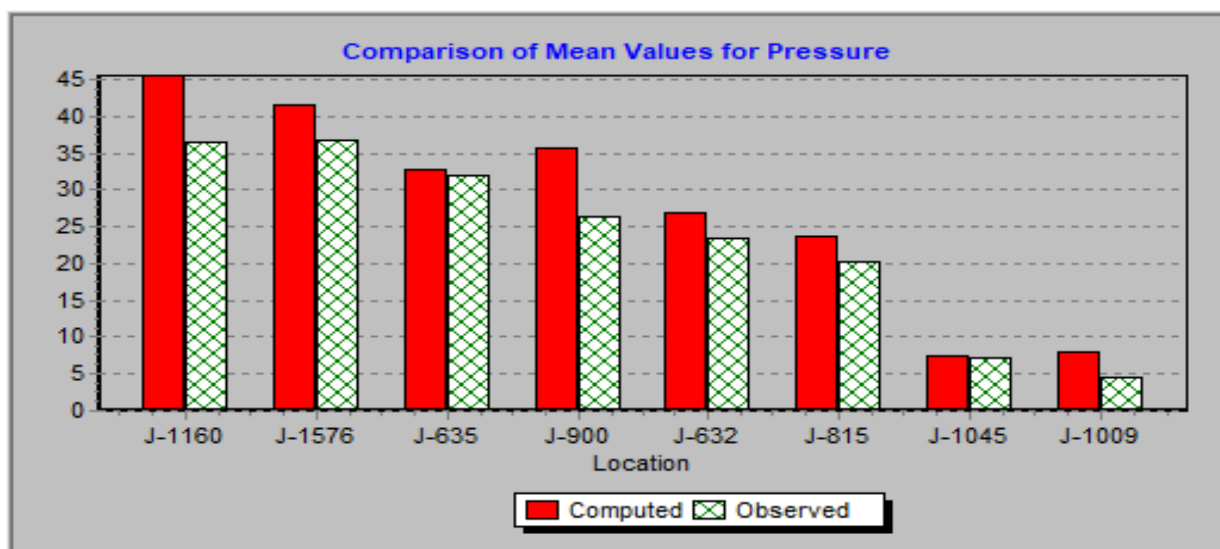


Figure 109 : Comparaison des mesures simulées aux mesures observées

7.3.3. Production et consommation

L'évolution de la consommation par rapport à la production est illustrée par la Figure 110. La figure montre que la courbe de production coïncide avec celle de la consommation. Cette coïncidence de la production et de la consommation traduit le fait que l'eau produite par la station de traitement est entièrement consommée par les consommateurs.

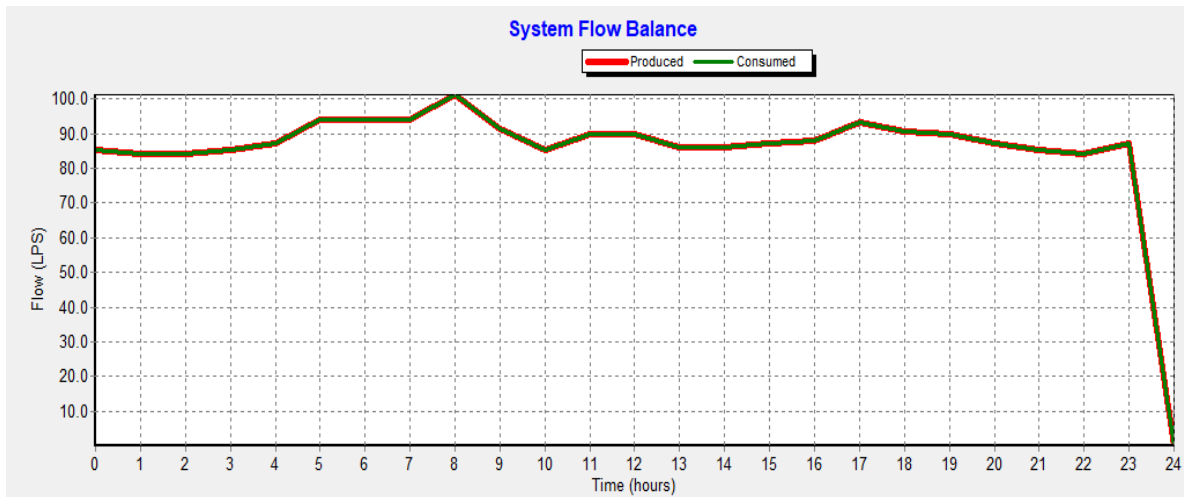


Figure 110 : Evolution du système de production et de la consommation

La courbe de modulation de la demande montre que le réseau est sollicité à toutes les heures de la journée et excède les 95 % (Figure 111).

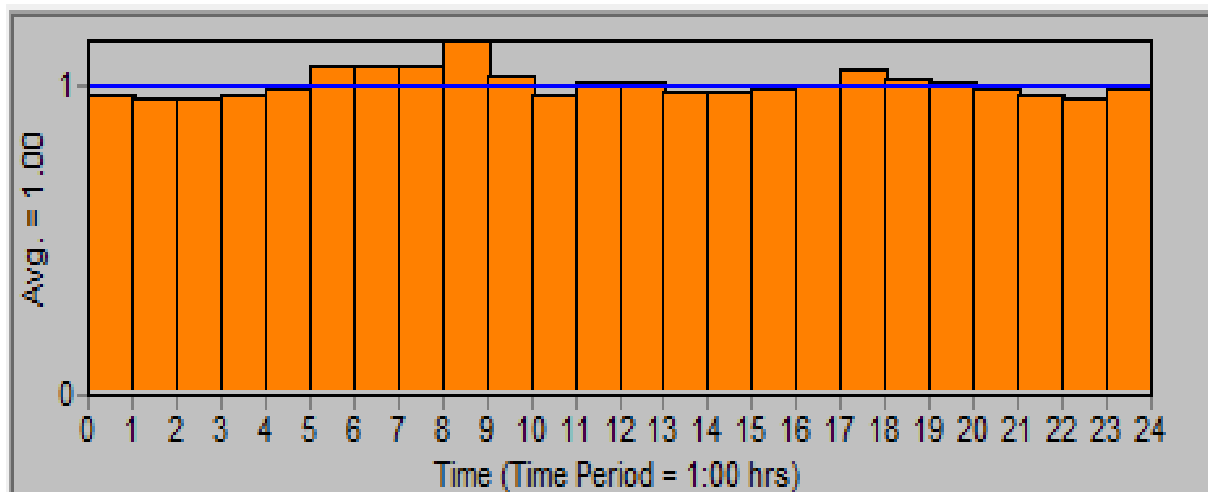


Figure 111 : Courbe de modulation de la demande

7.3.4. Altitudes

La modélisation des altitudes sur le réseau d'AEP de la commune de Daloa nous montre la répartition des côtes du terrain naturel sur l'ensemble du réseau (Figure 112).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

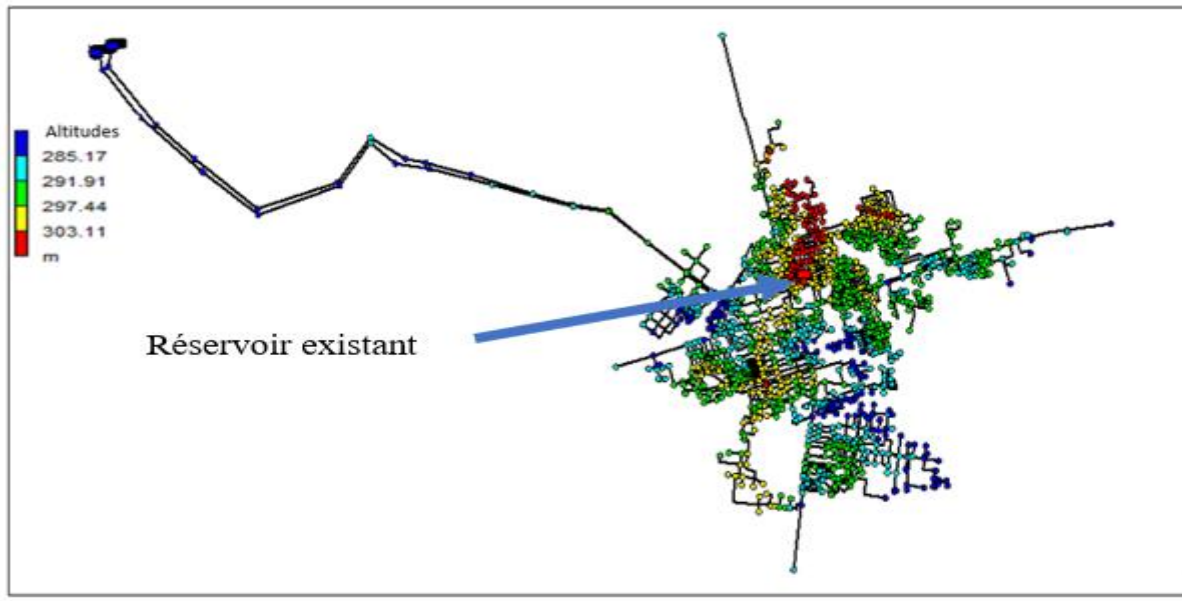


Figure 112 : Variation des altitudes sur le réseau d'AEP de la commune de Daloa

Ces altitudes sont réparties en cinq classes : Très faibles $\geq 285,17$ m [; faibles $[285,17 - 291,91$ m [; moyennes $[291,91 - 297,44$ m [; fortes $[297,44 - 303,11$ m [et très fortes $\geq 303,11$ m [. La carte des altitudes révèle que certains endroits du réseau situés dans les villages Gueya, Tagoura, Zaguiguia, GBokora-Ouest et les quartiers Tazibouo Université, les Oliviers, ont des côtes supérieures ou égales à la côte du réservoir existant (Figure 113).

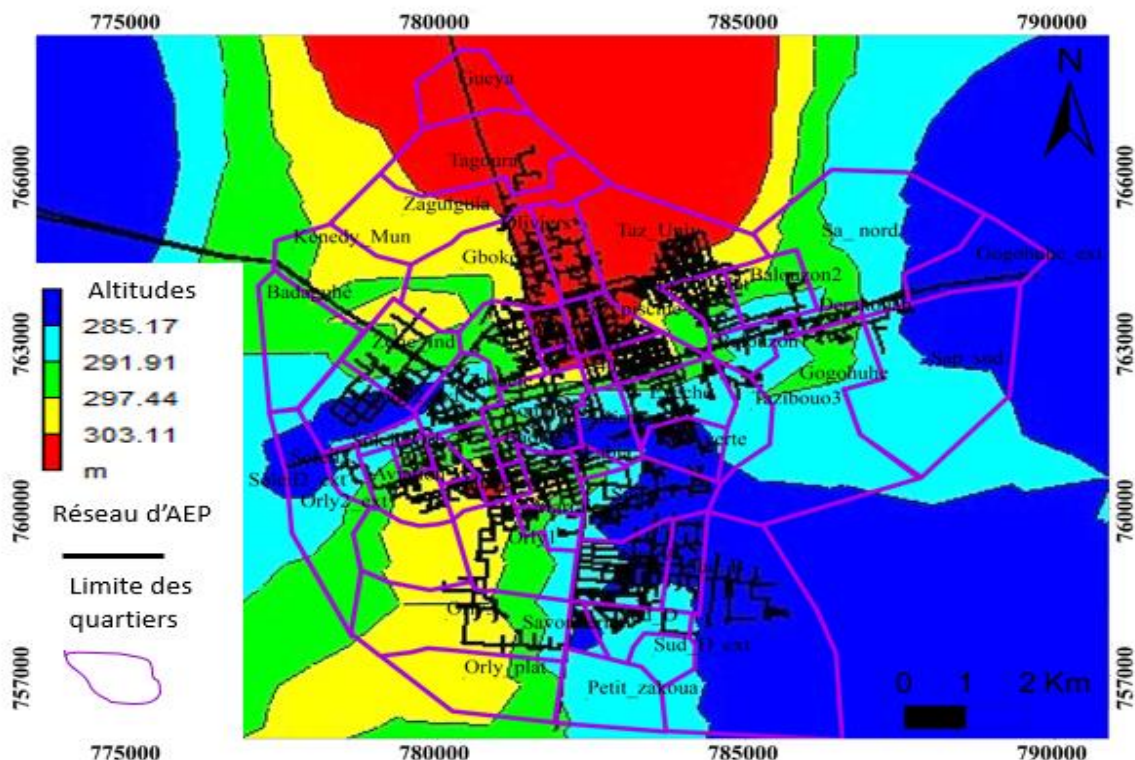


Figure 113 : Distribution spatiale des altitudes sur le réseau d'AEP de la commune de Daloa

7.3.5. Diamètres

La Figure 114 montre la répartition des diamètres des différentes conduites du réseau d'AEP. Les diamètres sont repartis en cinq classes. La classe des très faibles diamètres est représentée par les conduites dont les DN appartiennent à l'intervalle] 0 – 55 mm [. Ce sont les conduites ayant un DN de 50 mm (DN 50). L'intervalle] 55 – 65 mm [représente la classe des conduites à faibles diamètres. Il s'agit des (DN 60 et DN 63). Ces conduites appartiennent à la classe des moyen diamètres sont représentées par l'intervalle] 65 - 95[. Il s'agit des (DN 75, DN 80 et DN 90). L'intervalle] 95 - 300[représente la classe des conduites à grands diamètres. Il s'agit des (DN 100, DN 110, DN 125, DN 150, DN 160, DN 200 et DN 250). L'intervalle [300 - 500] représente la classe des conduites de plus grands diamètres. Il s'agit des (DN 300 et DN 500).

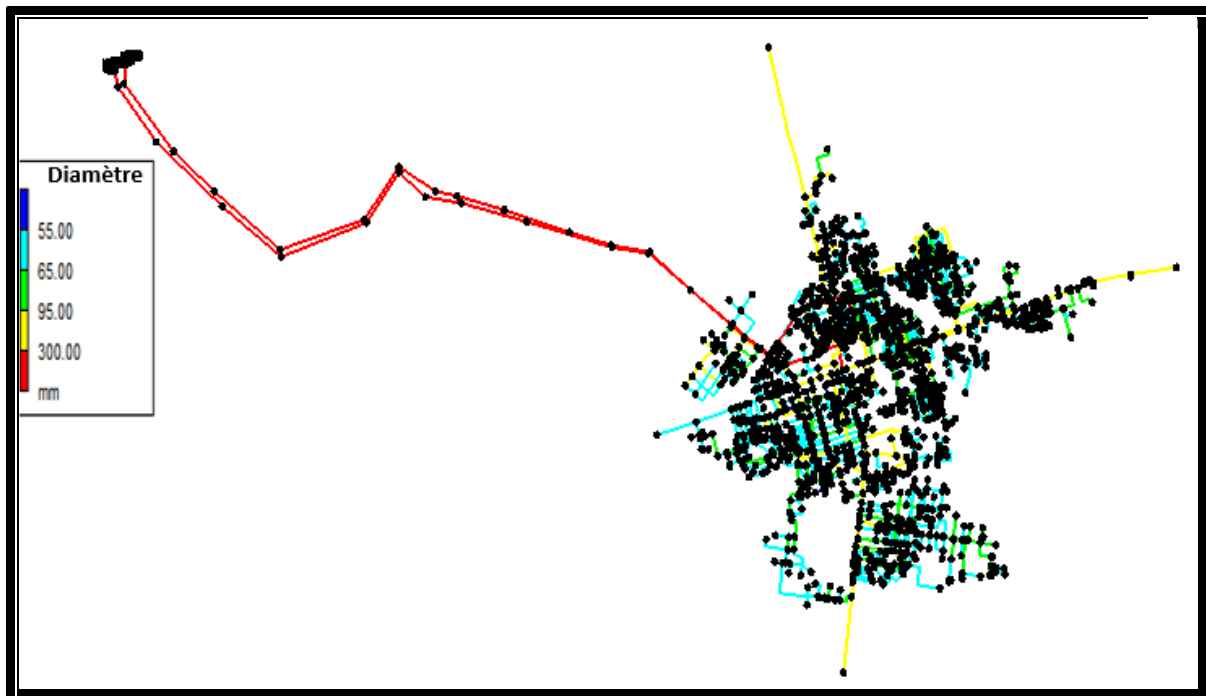


Figure 114 : Variation des diamètres des conduites sur le réseau

Les réseaux d'AEP est représenté à 52 % par les conduites de DN 63, à 17 % par les conduites de DN 90 ; à 11 % par les DN 160, à 6 % par les DN110, à 3.25 % par le DN 80 et à 3 % par les DN 150. Les 7.5 % sont reparties entre les DN 500, DN 300, DN 250, DN 200, DN 125, DN75 et DN 50 (Figure 115).

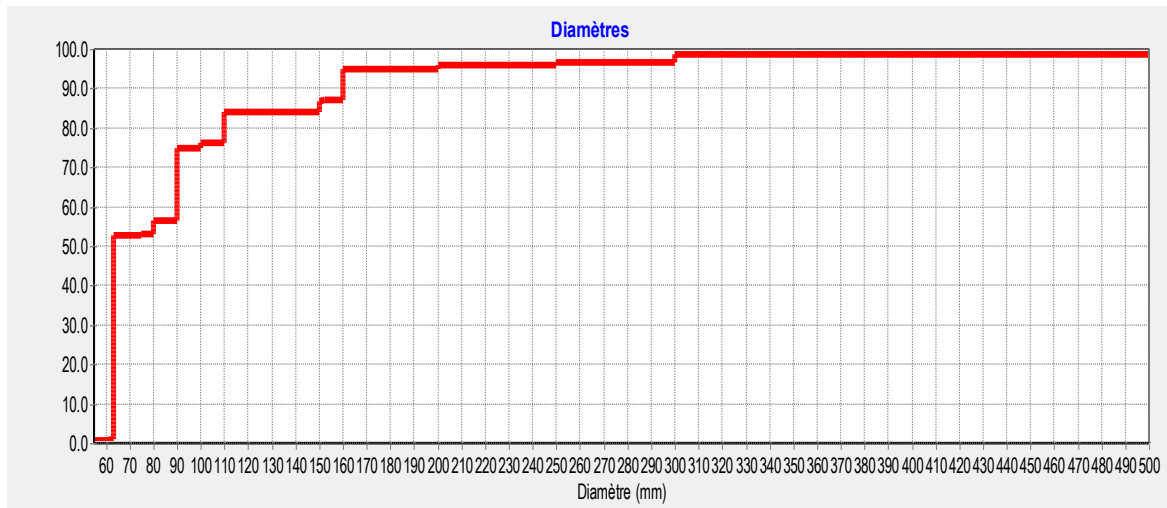


Figure 115 : Répartition des diamètres des conduites du réseau d'AEP de Daloa

7.3.6. Consommation aux nœuds

Les consommations aux nœuds sur le réseau sont très faibles et varient de 0 et 25 l/s (Figure 116).

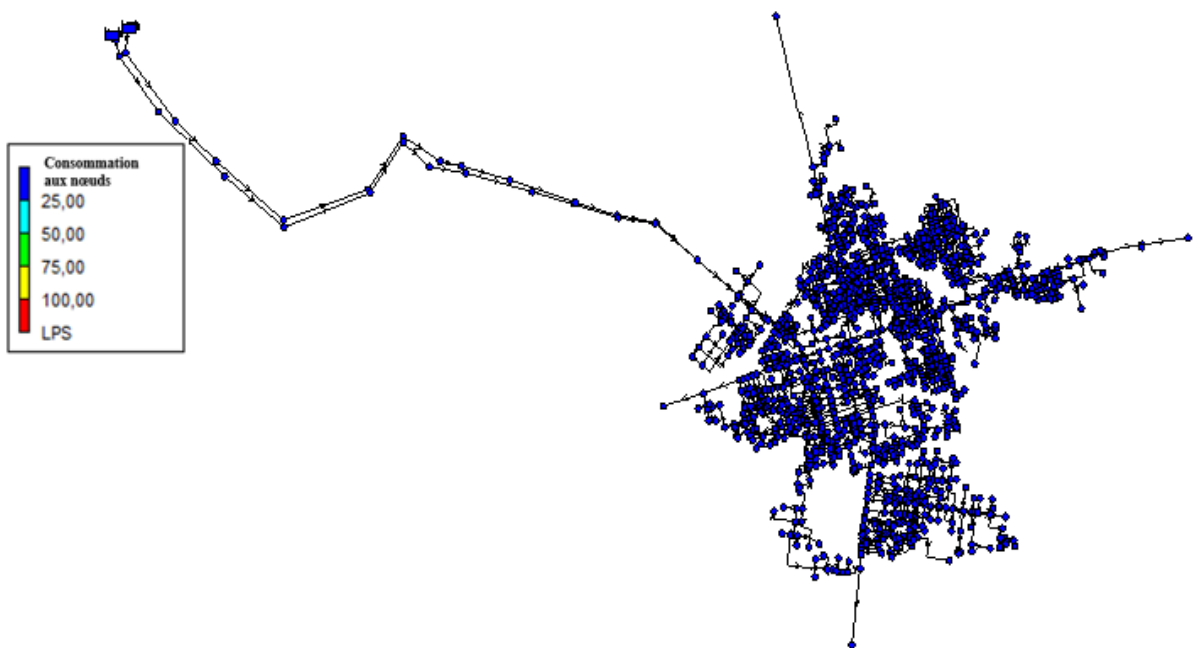


Figure 116 : Variation des débits de consommation aux nœuds sur l'ensemble du réseau

7.4. Modélisation de la situation initiale du réseau d'AEP

7.4.1. Variation de la Pression en situation initiale

En situation initiale, la simulation du réseau avec le réservoir, les cartes de répartition des pressions aux différentes heures choisies montrent une variation des pressions sur le réseau d'AEP.

7.4.1.1 . A 00 heure

A 00 heure 32,5 % des conduites ont une pression inférieure à la pression minimale admissible sur le réseau d'AEP qui est de 1 bars ou 10 M.C.E ou encore 10 m. 2 % des conduites ont une pression supérieure ou égale à la pression maximale admissible sur un réseau le réseau qui est de 6 bars ou 60 M.C.E ou encore 60 m (Figure 117).

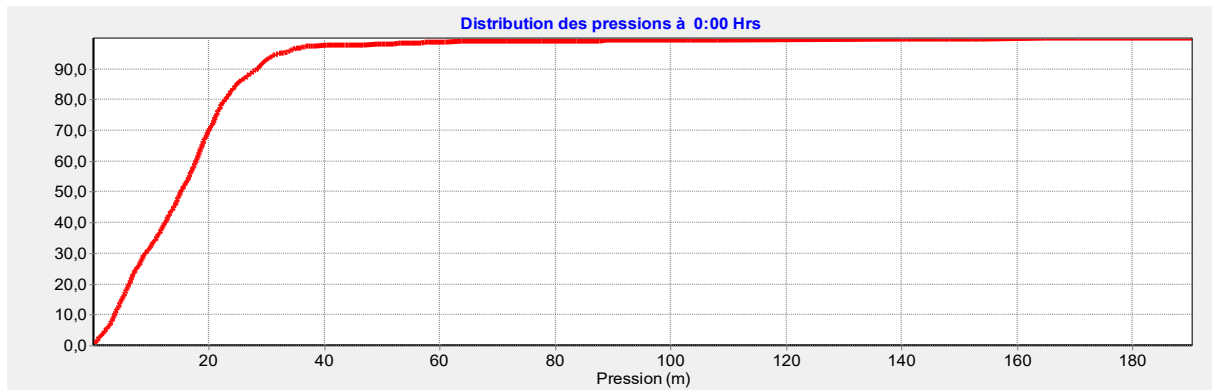


Figure 117 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 00 heure

La pression à 00 heure sur le réseau 14 quartiers ont la pression inférieure à 10 m. Ce sont : Gueya, Tagoura, les Oliviers, Tazibouo Université, Tazibouo Piscine, Tazibouo 3, Orly Plateau, Savonnerie, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Huberson, Aviation, Labia et Kenedy 2 extension (Figure 118).

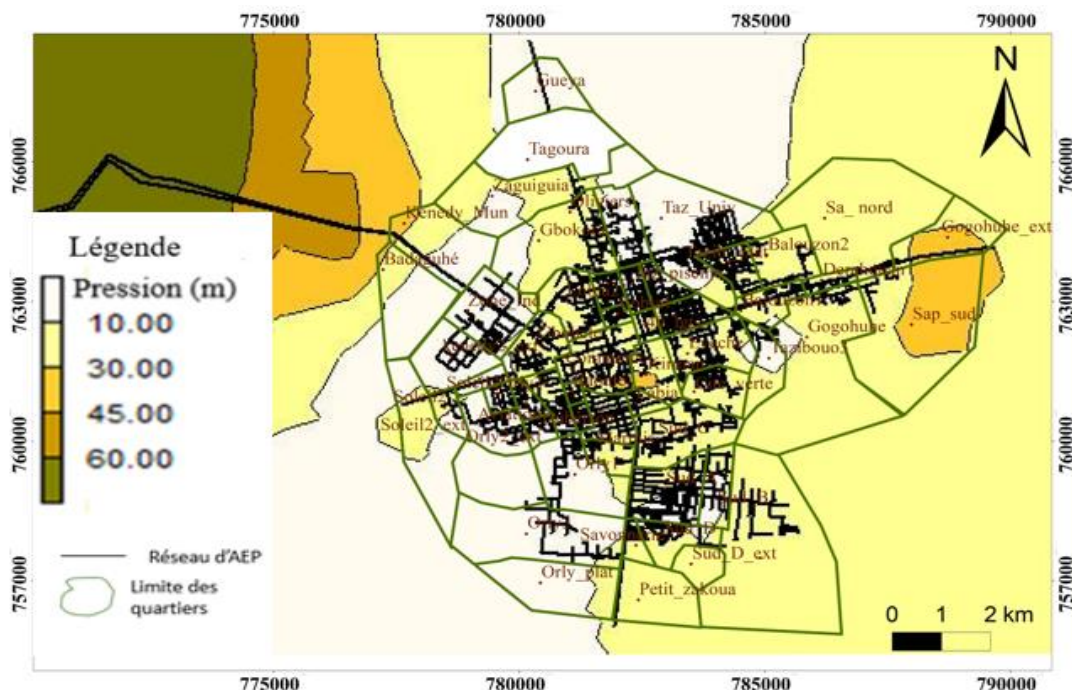


Figure 118 : Répartition des pressions à 00 heure sur le réseau avec le château

7.4.1.2 . A 06 heures

A 06 heures 45 % des conduites du réseau ont une pression < 10 m et 2 % des conduites ont une pression ≥ 60 m (Figure 119).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

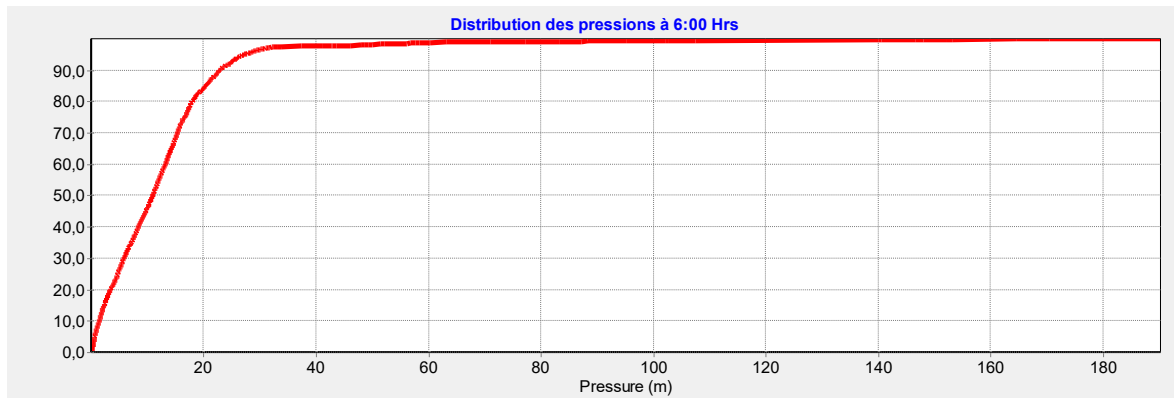


Figure 119 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 06 heure

A 06, heures 28 quartiers ont une pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont : Gueya, Gogoguhe, Sud-D extension ; Sud D, Sud-B, Sud-A, Cité verte, Tagoura, les Oliviers, Tazibouo Université, Tazibouo Piscine, Tazibouo 3, Orly plateau, Savonnerie, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Huberson, Aviation, Labia, Kenedy 2 extension, Zone industrielle, Kenedy Municipal, Petit Zakoua, Savonnerie, Soleil 2, Soleil 2 extension et Balouzon (Figure 120).

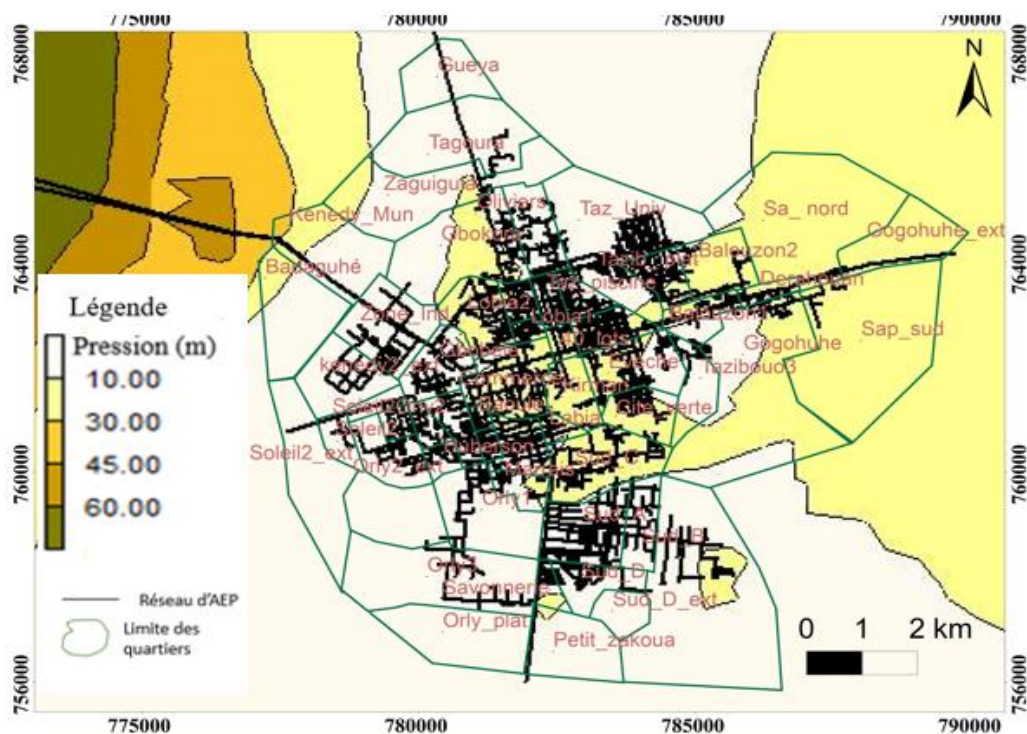


Figure 120 : Répartition des pressions à 06 heures sur le réseau avec le château

7.4.1.3 . A 08 heures

A 08 heures, 60 % des conduites ont une pression inférieure à 10 m et 2 % des conduites ont une pression supérieure ou égale à 60 m (Figure 121).

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

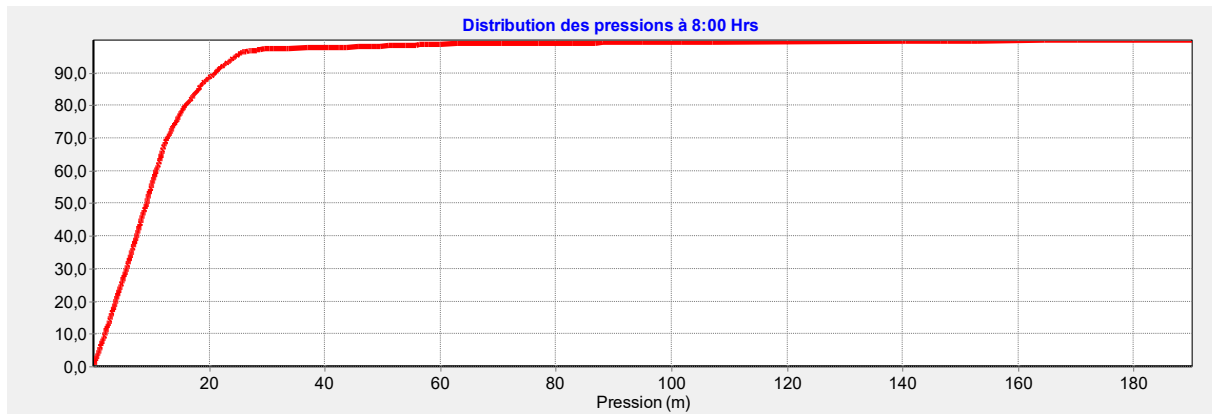


Figure 121 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 08 heures

La pression à 08 heures, heure de consommation maximale, 35 quartiers et villages-quartiers ont une pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont : Guéya, Gogoguhé, Sud-A, Sud-B, Sud D, Kenedy Municipal, Zone industrielle, Sud-D extension, Sapia Nord, Cité verte, Tagoura, les Oliviers, Tazibouo Université, Tazibouo Piscine, Tazibouo 3, orly 2, Savonnerie, orly 3, orly 1, orly 2 extension, Huberson, Aviation, Labia, Kenedy 2 extension, Petit Zakoua, Orly Plateau, Soleil 2, Soleil 2 extension, Gbeulliville, Millionnaire, Balouzon1, Balouzon 2, Marais, Gbobebe et Evêché (Figure 122).

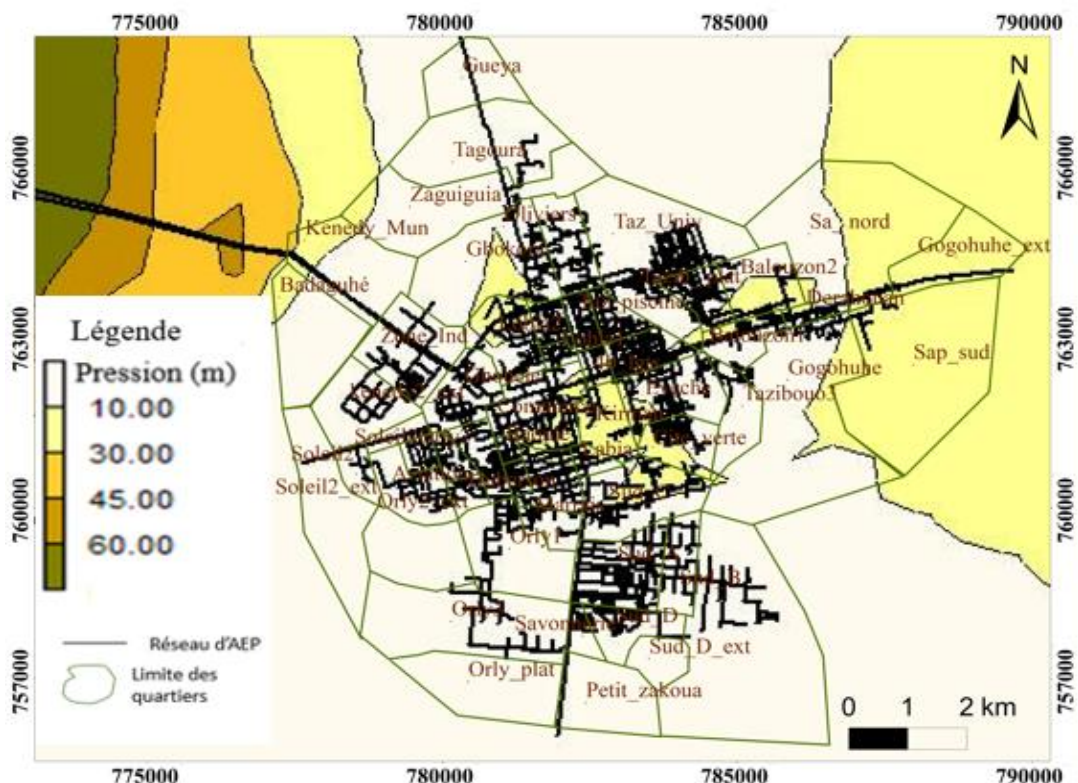


Figure 122 : Répartition des pressions à 08 heures sur le réseau avec le château

7.4.1.4 . A 12 heures

A 12 heures 40 % des conduites ont une pression inférieure à la pression minimale admissible sur le réseau d'AEP (10 m ou 1 bars) et 2 % des conduites ont une pression supérieure ou égale à 60 m ou 6 bars (Figure 123).

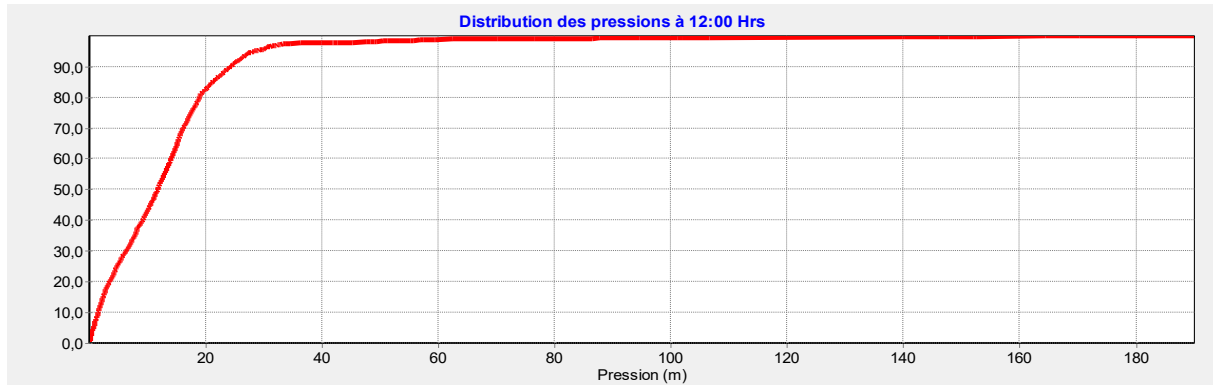


Figure 123 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 12 heures

A 12 heures, 29 quartiers ont une pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont : Guéya, Gogohué, Tagoura, Zaguiguia, les Oliviers, Gbokora, Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Cité verte, Tazibouo 3, Sud-A, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Marais, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, Kennedy 2 extension, Kennedy Municipal, et millionnaire (Figure 124).

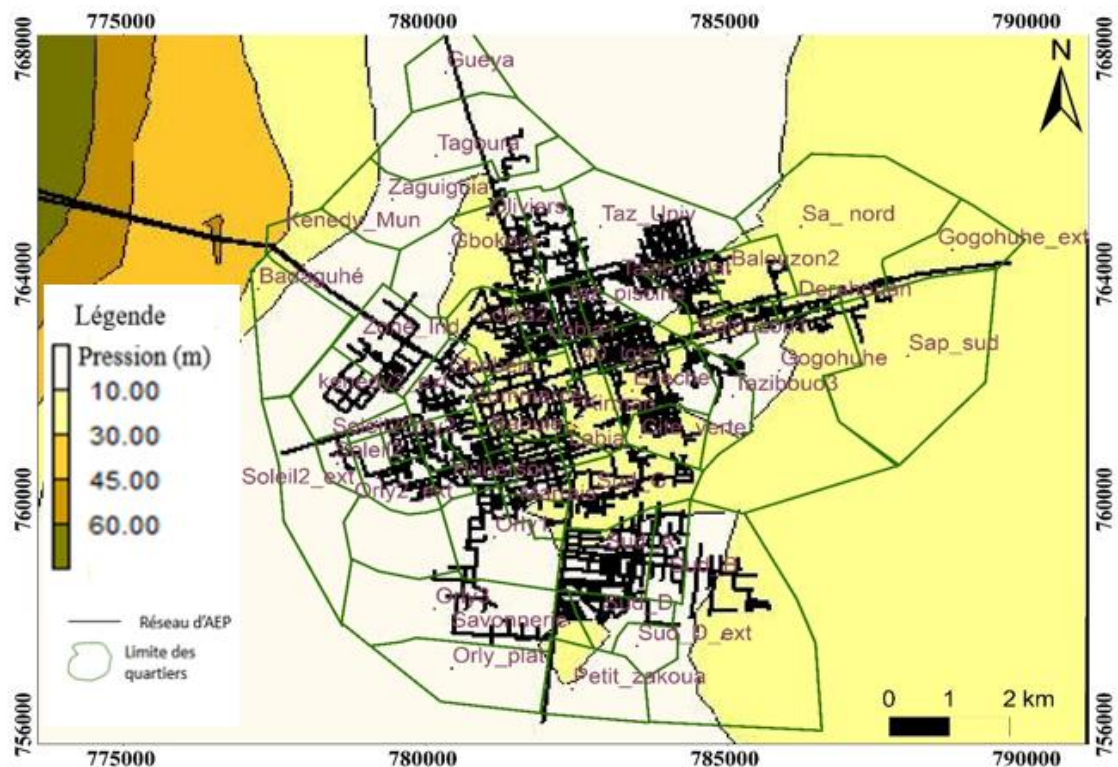


Figure 124: Répartition des pressions à 12 heures sur le réseau avec le château

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

7.4.1.5 . A 18 heures

A 18 heures, 50 % des conduites du réseau ont une pression inférieure à 10 m et 0,4 % des conduites ont une pression supérieure ou égale à 60 m ou 6 bars (Figure 125).

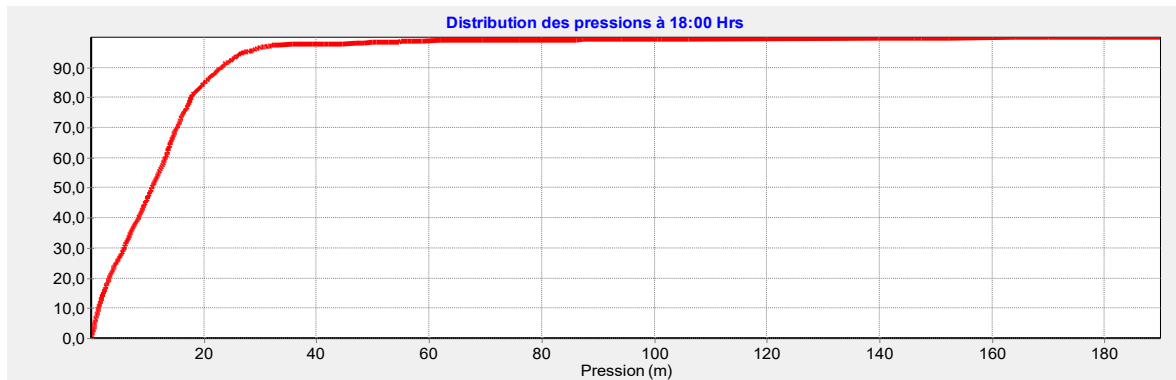


Figure 125 : Variation des pressions sur le réseau avec le château à 18 heures

A 18 heures, 32 quartiers ont une pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont : Guéya, Gogoguhé extension, Tagoura, Zaguiguia, les Oliviers, Gbokora, Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Cité verte, Evêché, Gogouhé, Tazibouo 3, Sud-A, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Marais, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, Kennedy 2 extension, Kenedy Municipal, et millionnaire (Figure 126).

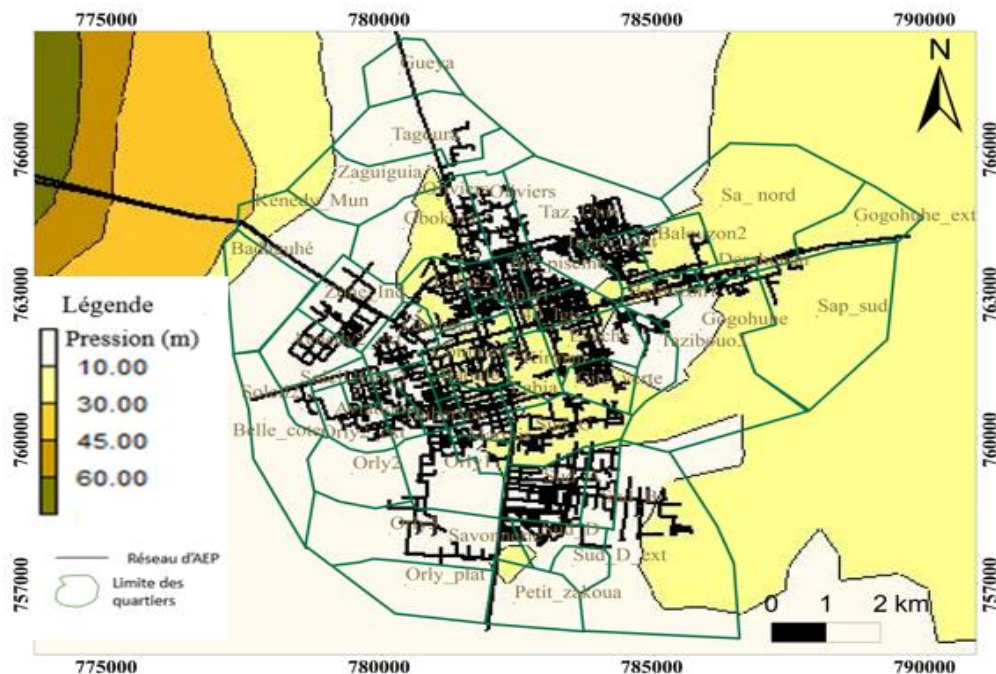


Figure 126: Répartition des pressions à 18 heures sur le réseau avec le château

7.4.2. Variation des vitesses de la situation initiale

7.4.2.1. A 00 heure

A 0 heure, 95 % des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 5 % des conduites du réseau ont une vitesse $\in]0,5 ; 2$ m/s [(Figure 127). 40 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 40 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s] ; 15 % des conduites ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5$ m/s [.

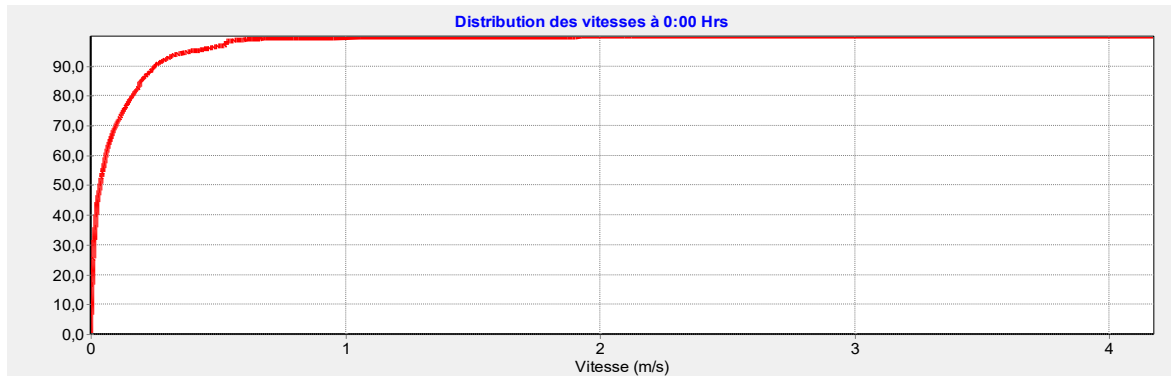


Figure 127 : Variation des vitesses sur le réseau avec le château à 00 heure

7.4.2.2. A 06 heures

A 06 heures, 95 % des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 5 % des conduites du réseau ont une vitesse $\in]0,5 ; 2$ m/s [(Figure 128). 37 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 33 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s] ; 25 % des conduites ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5$ m/s [.

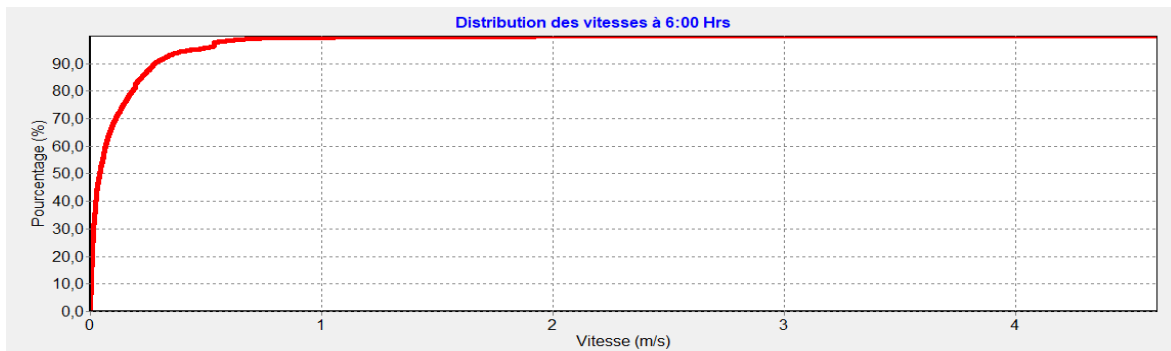


Figure 128 : Variation des vitesses sur le réseau avec le château à 06 heures

7.4.2.3. A 08 heures

A 08 heures, 95 % des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 5 % des conduites du réseau ont une vitesse $\in]0,5 ; 2$ m/s [(Figure 129). 35 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 45 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s] ; 15 % des conduites ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5$ m/s [.

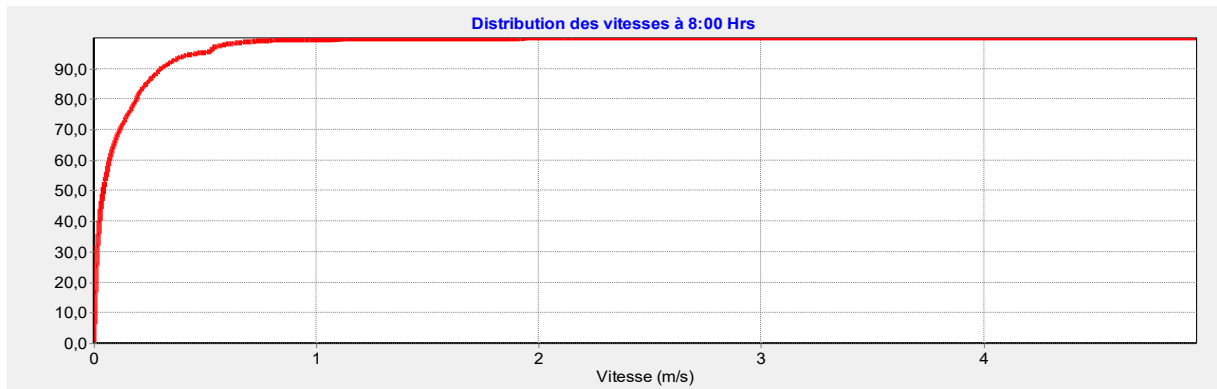


Figure 129: Variation des Vitesses sur le réseau avec le château à 08 heures

7.4.2.4. A 12 heures

A 12 heures, 95 % des conduites du réseau ont une vitesse inférieure ou égale à 0,5 m/s. Seulement 5 % des conduites du réseau ont une vitesse appartenant à l'intervalle]0,5 ; 2 m/s [(Figure 130). 37 % des conduites ont une vitesse égale à 0 m/s ; 33 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14 \text{ m/s}]$; 25 % des conduites ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5 \text{ m/s}]$.

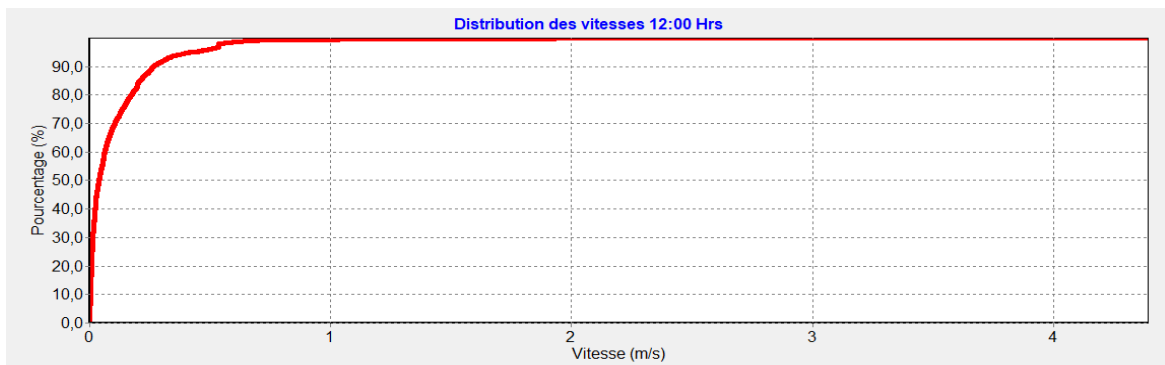


Figure 130 : Variation des Vitesses sur le réseau avec le château à 12 heures

7.4.2.5. A 18 heures

A 18 heures, 95 % des conduites du réseau ont une vitesse inférieure ou égale à 0,5 m/s. Seulement 5 % des conduites du réseau ont une vitesse appartenant à l'intervalle]0,5 ; 2 m/s [(Figure 131). 37 % des conduites ont une vitesse égale à 0 m/s ; 43 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14 \text{ m/s}]$; 18 % des conduites ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5 \text{ m/s}]$.

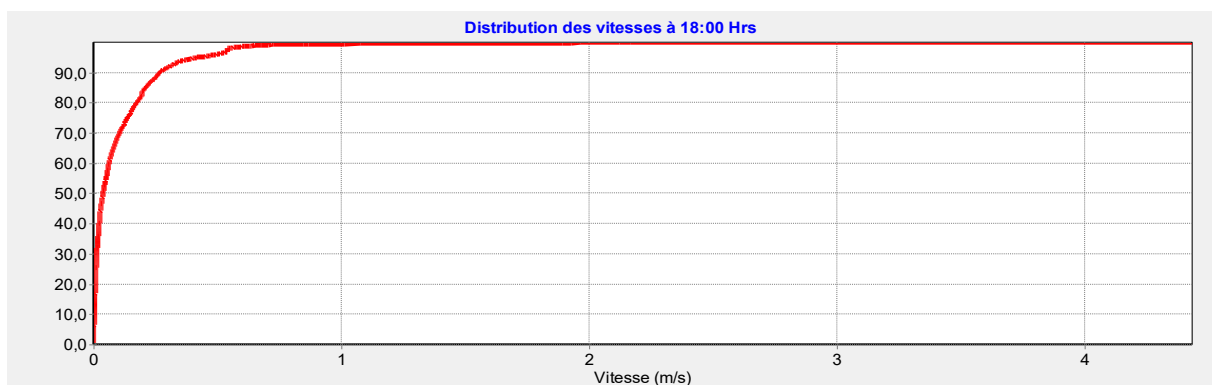


Figure 131 : Variation des vitesses sur le réseau avec le château à 18 heures

7.5. Modélisation du pompage direct

7.5.1. Variation des pressions

En situation de pompage direct de l'eau transite à partir des bâches de reprises aux robinets des consommateurs sans passer par le réservoir, la simulation du fonctionnement du réseau montre la variation de la pression aux différents nœuds du réseau aux différentes heures choisies précédemment.

7.5.1.1. A 00 heure

20 % des conduites ont une pression inférieure à 10 m ou 1 bars. 77 % des conduites ont une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 3 % des conduites ont une pression supérieure à 60 m (Figure 132).

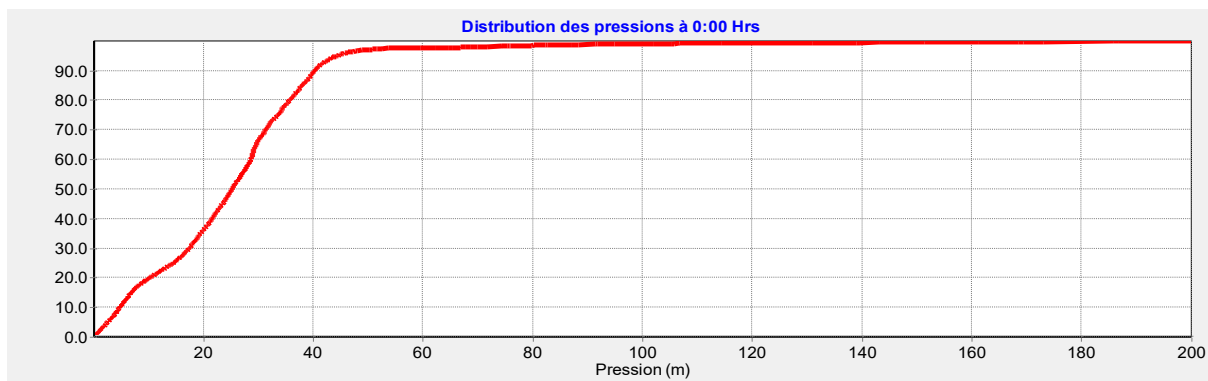


Figure 132 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 00 heure

A 00 heure 21 quartiers de la commune de Daloa ont une pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont les quartiers Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Tazibouo 3, Sud-A, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, Zone industrielle et Kenedy 2 extension (Figure 133).

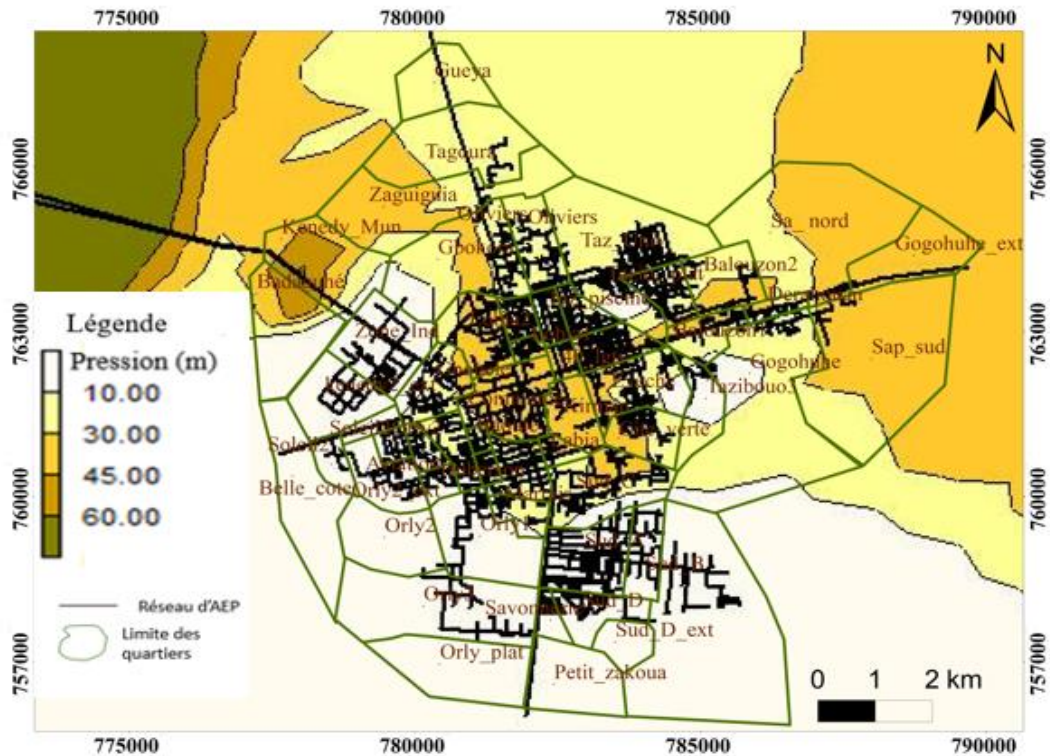


Figure 133 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 00 heure

7.5.1.2. A 06 heures

30 % des conduites ont une pression inférieure à 10 m ou 1 bars. 65 % des conduites ont une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 5 % des conduites ont une pression supérieure à 60 m (Figure 134).

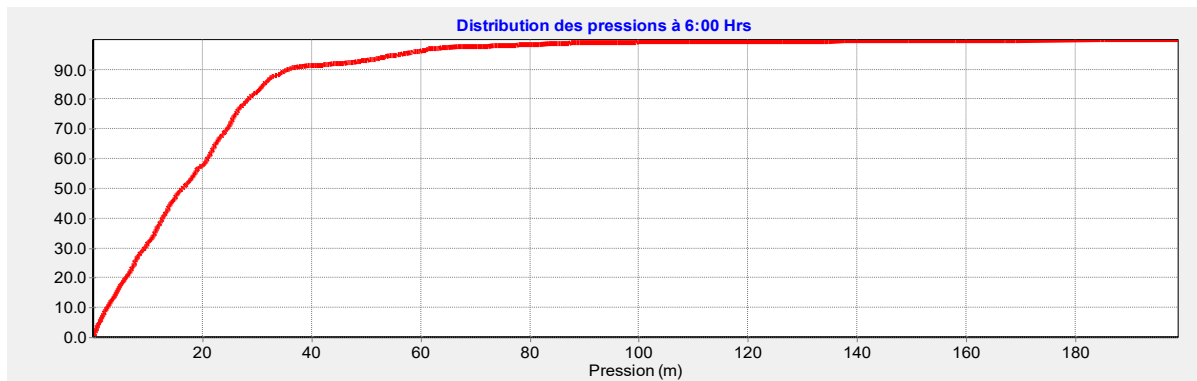


Figure 134 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 06 heures

A 06 heures 32 quartiers ont une pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont : Gueya, Tagoura, Gokora, les Oliviers, Balouzon 2, Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Tazibouo 3, Gogoguhé, Balouzon 1, Eveché, Cité verte, Sud-A, Sud-B, Sud-C, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Marais, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, Zone industrielle et Kennedy 2 extension (Figure 135).

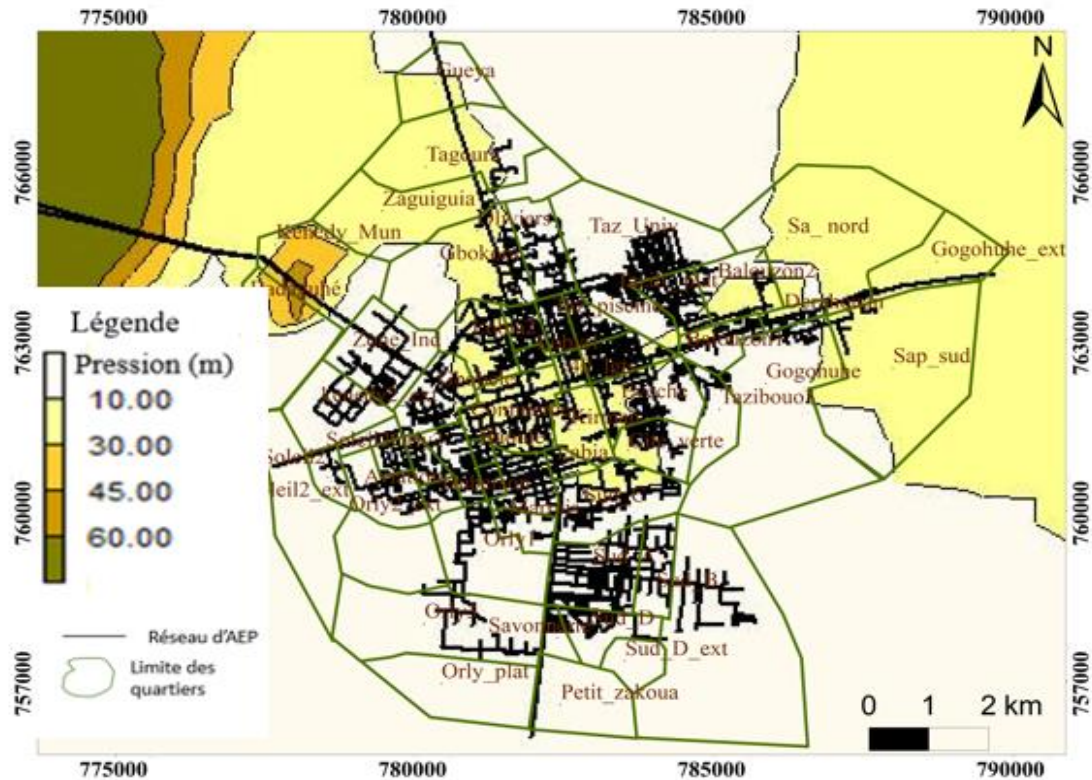


Figure 135 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 06 heures

7.5.1.3. A 08 heures

40 % des conduites ont une pression inférieure à 10 m ou 1 bars. 50 % des conduites ont une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 10 % des conduites ont une pression supérieure à 60 m (Figure 136).

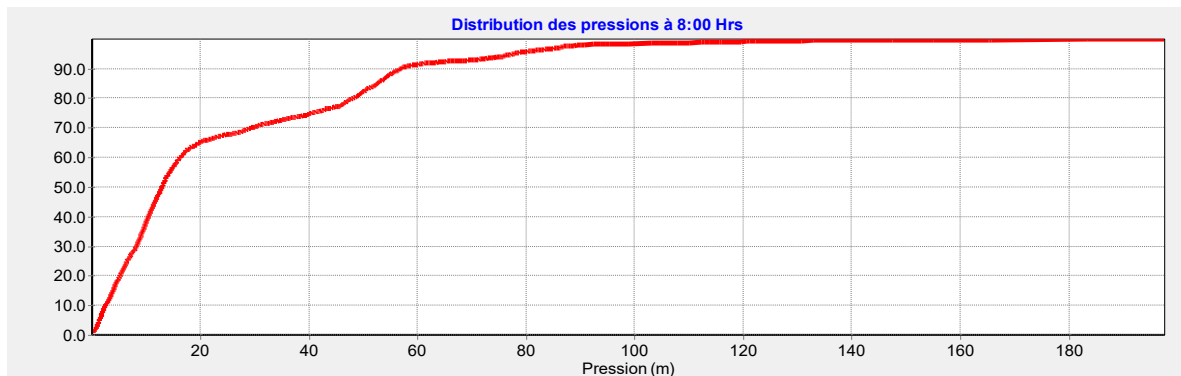


Figure 136 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 08 heures

A 08 heures, 32 quartiers ont une pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont : Gueya, Tagoura, Gokora, les Oliviers, Balouzon 2, Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Tazibouo 3, Gogoguhé, Balouzon 1, Eveché, Cité verte, Sud-A, Sud-C, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Marais, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, Zone industrielle et Kennedy 2 extension (Figure 137).

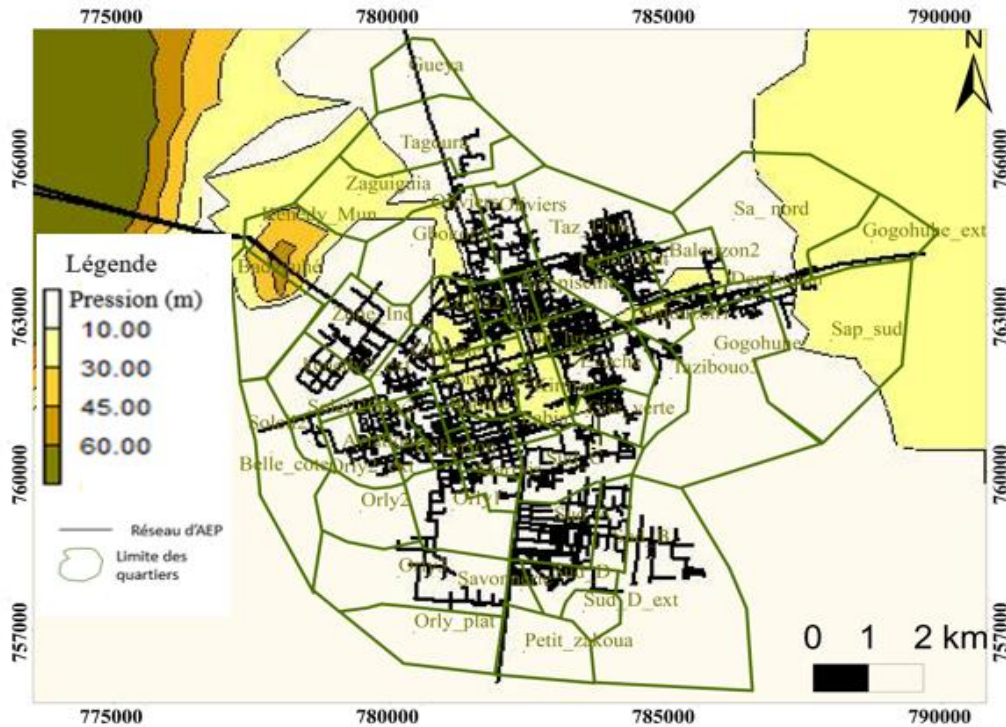


Figure 137 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 08 heures

7.5.1.4. A 12 heures

20 % des conduites ont une pression inférieure à 10 m ou 1 bars. 75 % des conduites ont une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 10 % des conduites ont une pression supérieure à 60 m (Figure 138).

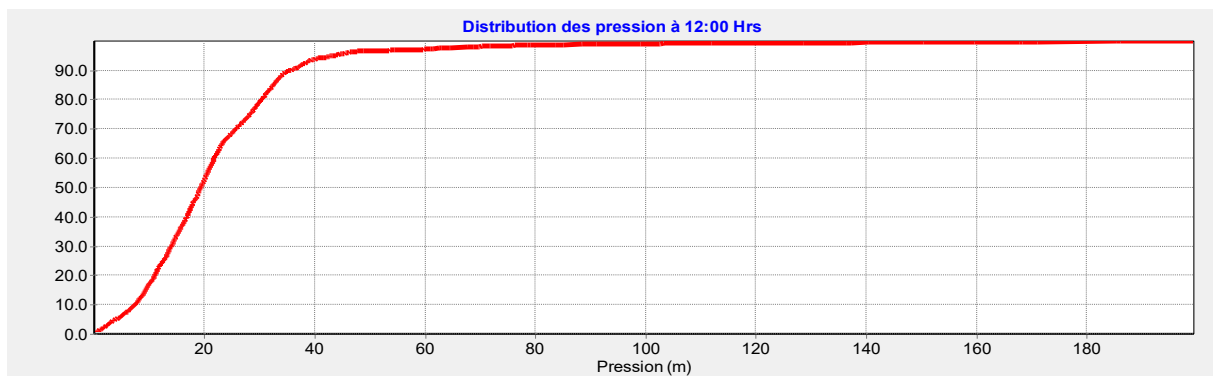


Figure 138 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 12 heures

A 12 heures, 29 quartiers ont la pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont : les Oliviers, Balouzon 2, Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Tazibouo 3, Gogoguhé, Balouzon 1, Eveché, Cité verte, Sud-A, Sud-C, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Marais, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, Zone industrielle et Kennedy 2 extension (Figure 139).

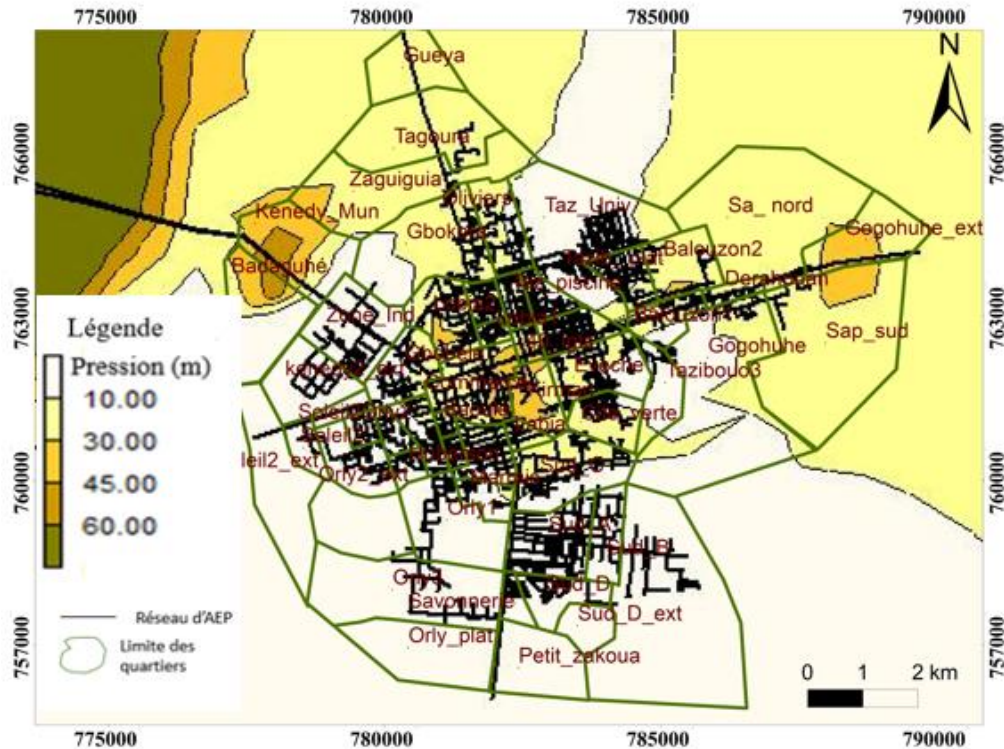


Figure 139 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 12heures

7.5.1.5. A 18 heures

20 % des conduites ont une pression inférieure à 10 m ou 1 bars. 68 % des conduites ont une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 2 % des conduites ont une pression supérieure à 60 m (Figure 140).

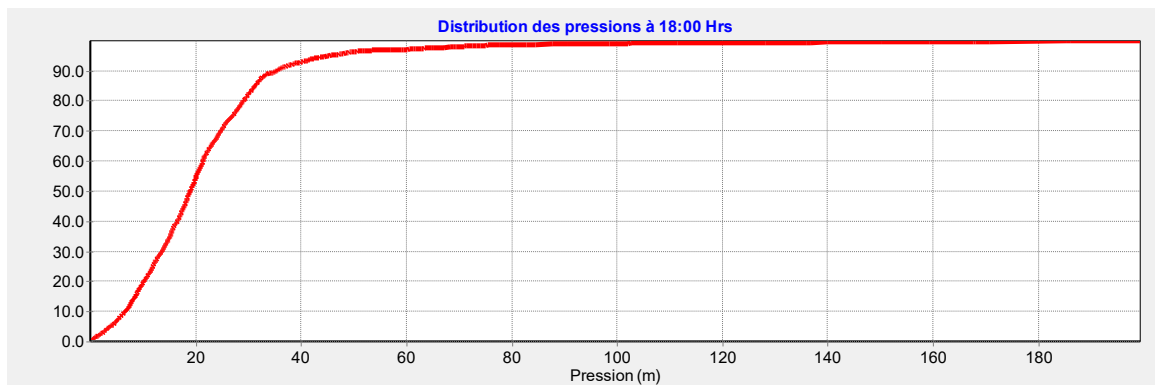


Figure 140 : Pression du pompage direct sur l'ensemble du réseau à 18 heures

A 18 heures 29 quartiers ont une pression inférieure ou égale à 10 m. Ce sont : les Oliviers, Balouzon 2, Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Tazibouo 3, Gogoguhé, Balouzon 1, Eveché, Cité verte, Sud-A, Sud-C, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Marais, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, Zone industrielle et Kennedy 2 extension (Figure 141).

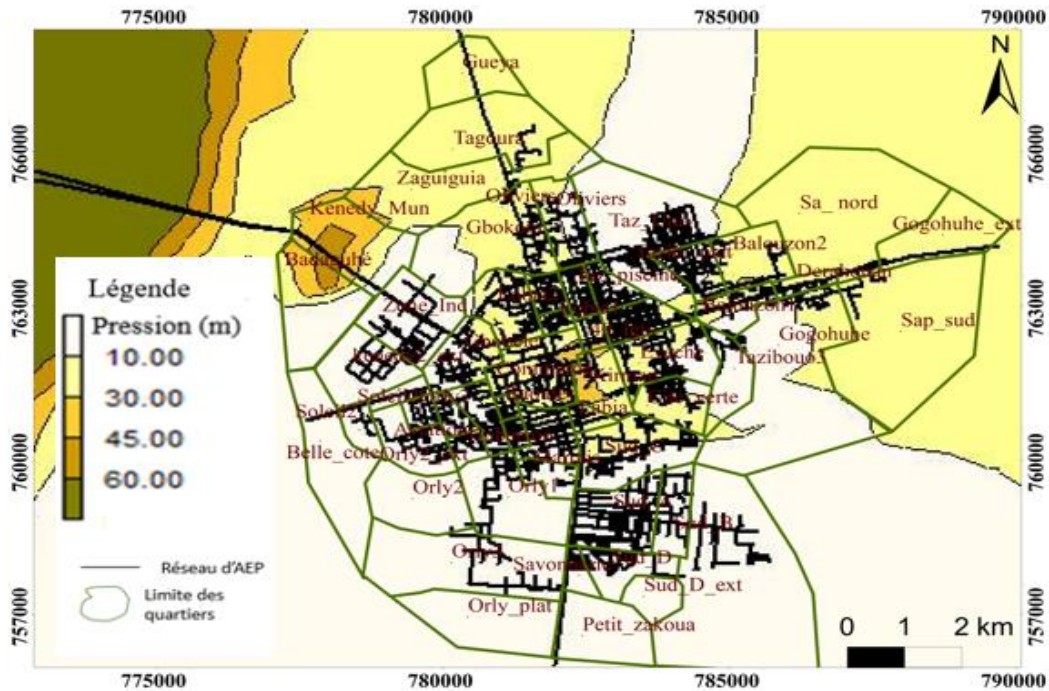


Figure 141 : Répartition des pressions du pompage direct sur le réseau à 18 heures

7.5.2. Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau

7.5.2.1. A 00 heure

95 % des conduites ont une vitesse $< 0,5$ m/s. Seulement 5 % ont une vitesse $\in]0,5 ; 2$ m/s [(Figure 142). 33 % des conduites ont une vitesse égale à 0 m/s ; 37 % ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s [; 25 % ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5$ m/s [.

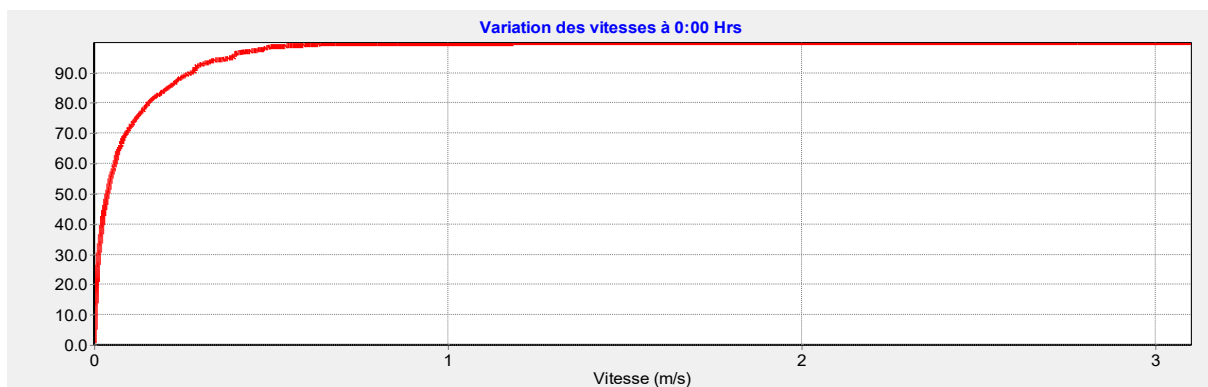


Figure 142 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 00 heure

7.5.2.2. A 06 heures

A 06 heures, 95% des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 5 % des conduites du réseau ont une vitesse $\in]0,5 ; 2$ m/s [(Figure 143). 35 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 37 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s [; 23 % des conduites ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5$ m/s [.

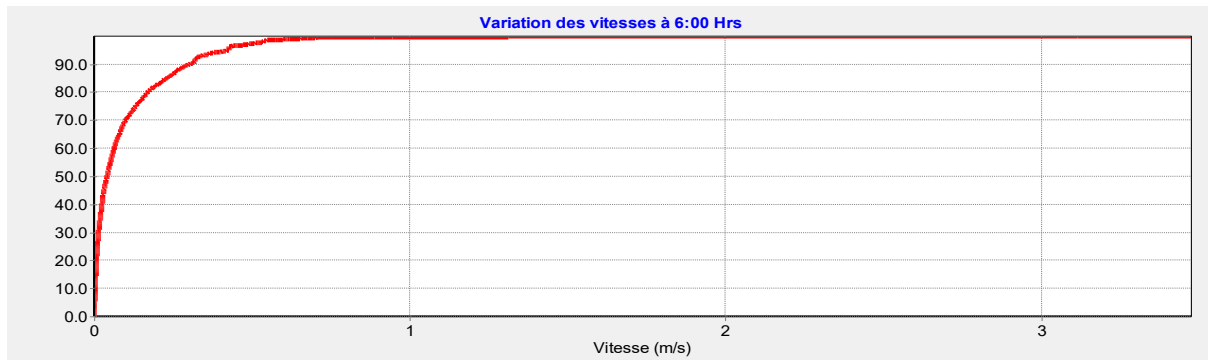


Figure 143 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 06 heures

7.5.2.3. A 08 heures

A 08 heures, 96 % des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 4 % des conduites du réseau ont une vitesse $\in] 0,5 ; 2$ m/s [(Figure 144). 35 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 35 % des conduites ont une vitesse $\in] 0 ; 0,14$ m/s] ; 26 % des conduites ont une vitesse $\in] 0,14 ; 0,5$ m/s [.

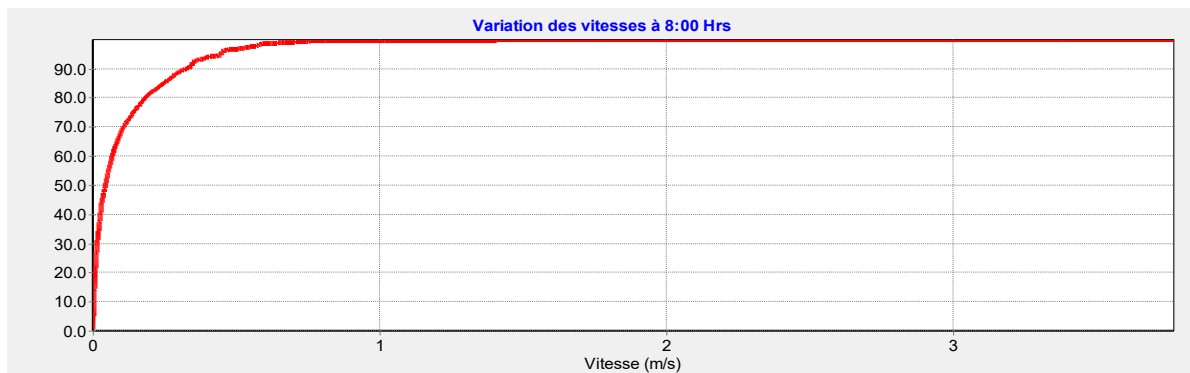


Figure 144 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 08 heures

7.5.2.4. A 12 heures

A 12 heures, 94 % des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 6 % des conduites du réseau ont une vitesse $\in] 0,5 ; 2$ m/s [(Figure 145). 33 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 37 % des conduites ont une vitesse $\in] 0 ; 0,14$ m/s] ; 24 % des conduites ont une vitesse $\in] 0,14 ; 0,5$ m/s [.

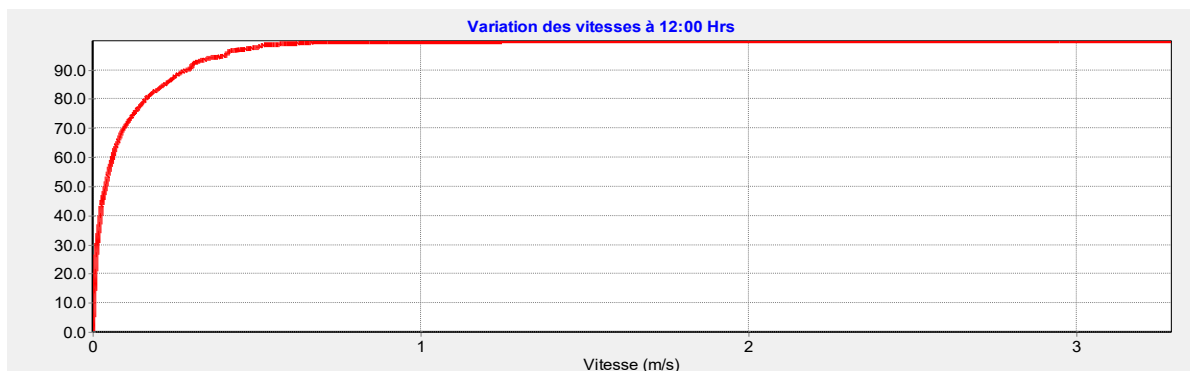


Figure 145 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 12 heures

7.5.2.5. A 18 heures

A 12 heures, 94 % des conduites du réseau ont une vitesse inférieure ou égale à 0,5 m/s. Seulement 6 % des conduites ont une vitesse $\in]0,5 ; 2 \text{ m/s} [$ (Figure 146). 27 % des conduites ont une vitesse égale à 0m/s ; 35 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14 \text{ m/s} [$; 24 % des conduites ont une vitesse $\in] 0,14 ; 0,5 \text{ m/s} [$.

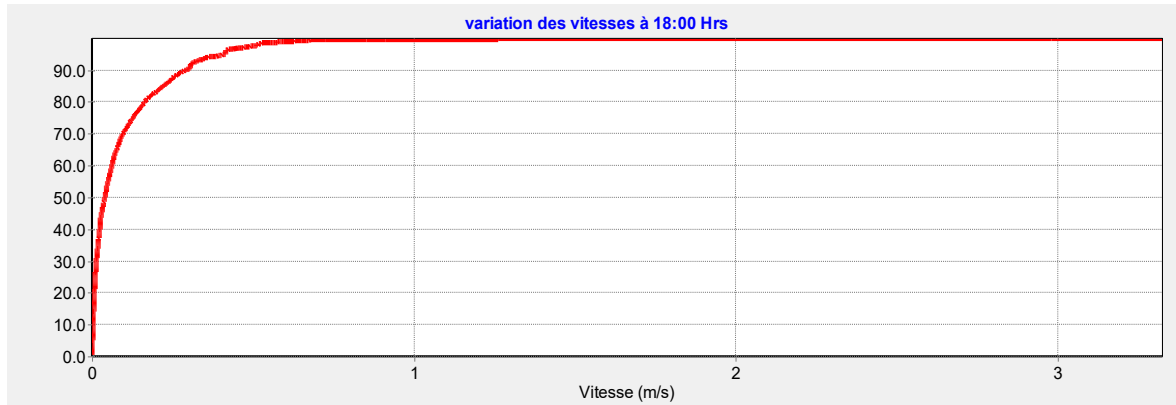


Figure 146 : Variation des vitesses du pompage direct sur le réseau à 18 heures

7.6. Discussion

La modélisation d'un réseau de transfert ou de distribution permet de reproduire le fonctionnement dynamique d'un système, qu'il soit existant ou projeté (Najiba *et al.*, 2003 ; Eddy *et al.*, 2013 ; Baziz, 2018 ; Nardo *et al.* 2018). Cette approche est nécessaire, car il n'est pas possible de soumettre un système réel à des expérimentations (Boumelita *et al.*, 2018 ; Rulleau *et al.*, 2019 ; Augeard *et al.*, 2023). Les simulations des réseaux d'AEP sont souvent utilisées pour réaliser des travaux neufs, tant à titre préventif que curatif (Bello *et al.*, 2019 ; Boumelita, 2019). Ces simulations aident également à établir des réseaux d'AEP dans diverses localités qui en ont besoin (Bedjaoui, 2014 ; Yan, 2016 ; Li & Mitch, 2018). Pour prévenir d'éventuels dysfonctionnements au sein des réseaux d'AEP, comme c'est le cas dans cette étude, la simulation est utilisée pour corriger ces problèmes (Boutebba *et al.*, 2014 ; Avvedimento *et al.*, 2019). Pendant la réalisation de cette étude, deux scénarios de modélisation ont été utilisés. Le premier scénario concerne les conditions initiales avec le fonctionnement du réservoir, tandis que le second se concentre sur la situation de pompage direct, sans réservoir. Les paramètres examinés incluent la variation des pressions aux nœuds, ainsi que la vitesse et les débits dans les conduites (Bwir *et al.*, 2015). Le coefficient de corrélation est utilisé pour quantifier la force de la relation linéaire entre les valeurs de pression simulées et celles mesurées sur le terrain (Olivier *et al.*, 2017 ; Ferrante, 2018 ; Kayser *et al.*, 2019 ; Gamec *et al.*, 2021 ; N'Cho, 2022). Un coefficient de 97 % a été obtenu dans cette étude, indiquant une bonne adéquation entre les variables comparées. Cela

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

implique également un faible taux d'erreur de 0,02 % (Boillot & Nauleau, 2019). Cet écart pourrait être attribué à des inexactitudes dans les singularités, des erreurs de cotes, et des anomalies dues à l'ouverture de certaines vannes (Sayyed *et al.*, 2014 ; Bedjaoui, 2014 ; Nafissa, 2018). Les données de cette étude montrent un regroupement autour de la bissectrice centrale, ce qui témoigne d'un fort ajustement entre les résultats simulés et observés (Guhl & Brémond, 2010 ; Alemtsehay & Tiku, 2016 ; Awe *et al.*, 2019). Cela suggère que le logiciel utilisé simule de manière efficace les résultats observés sur le terrain (Hountondji & Codo, 2019 ; Khatavkar & Mays, 2019 ; Kourbasis *et al.*, 2020 ; Kouao *et al.*, 2021). La courbe de modulation de la demande révèle que le réseau est sollicité à toute heure de la journée, dépassant les 95 %. Les pressions dans le réseau d'AEP varient entre 0 et 60 m. Les résultats de simulation indiquent que dans certains nœuds, la pression est inférieure ou égale à la pression minimale admissible, qui est de 10 m ou 1 bar. En situation de fonctionnement normal, on observe que 33 % des nœuds ont une pression adéquate à 0 heure, 45 % à 6 heures, 60 % à 8 heures, 40 % à 12 heures et 50 % à 18 heures. En situation de pompage direct, certains nœuds affichent toujours des pressions inférieures à 10 m, avec 20 % à 0 heure, 30 % à 6 heures, 20 % à 8 heures, 12 % à 12 heures, et 18 % à 18 heures. Les nœuds avec une pression quasiment nulle se trouvent dans des zones où les ménages ne reçoivent pas d'eau, malgré leur raccordement au réseau. En situation initiale, de nombreux quartiers sont concernés par ce manque d'approvisionnement. Cependant, le nombre de quartiers non desservis diminue. Cette hausse des abonnés non desservis dans la situation initiale est due à la distribution gravitaire qui ne couvre pas toutes les zones (Adeniran *et al.*, 2013 ; Aziz *et al.*, 2014 ; De Paola *et al.*, 2014 ; Abu-Mahfouz *et al.*, 2016 ; Avvedimento, 2019). Certains quartiers de la ville de Daloa ont des altitudes égales ou supérieures à celle du réservoir existant. Par conséquent, la distribution gravitaire ne peut pas satisfaire les zones d'altitude plus élevée (Farah & Shahrour, 2017 ; Fish *et al.*, 2015 ; Gençoglu & Merzi, 2017 ; El-Ghandour & Elansary, 2019). La réduction du nombre d'abonnés non desservis lors du pompage direct est attribuée à un changement de mode de distribution (Kanakoudis *et al.*, 2015 ; Saadi *et al.*, 2015 ; Tanyimboh & Seyoum, 2016). Sous l'effet de l'énergie des pompes, l'eau dans les conduites surmonte les obstacles topographiques, permettant ainsi d'alimenter un plus grand nombre d'abonnés (Kanakoudis & Stavroula, 2019 ; Khatavkar & Mays, 2019 ; Tchougourou, 2022). Les vitesses d'écoulement dans les conduites varient de 0 m/s à 2 m/s. En fonctionnement normal, 40 % des conduites affichent une vitesse quasi nulle à 0 heure, 34 % à 6 heures, 37 % à 8 heures, 36 % à 12 heures et 37 % à 18 heures. En situation de pompage direct, 34 % des conduites ont également une vitesse quasi nulle à 0

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

heure. On observe 35 % à 6 heures, 33 % à 8 heures, 36 % à 12 heures et 27 % à 18 heures. Les conduites à flux nul indiquent une absence ou une baisse de l'écoulement. La stagnation de l'eau peut entraîner une prolifération bactérienne, dégradant ainsi la qualité de l'eau et menaçant la santé des consommateurs (Goyal & Patel, 2014 ; Royet, 2016 ; Stavroula & Kanakoudis, 2018 ; Chatzivasilis, 2019 ; Justice *et al.*, 2020 ; Nikolopoulos *et al.*, 2021 ; Lalla *et al.*, 2022). Les conduites avec une très faible vitesse ou une vitesse nulle peuvent également constituer une source de dépôts solides. La formation de biofilm est un phénomène courant dans les conduites d'eau potable (Agnieszka *et al.*, 2014 ; Shen *et al.*, 2016 ; Tsagkari & Sloan, 2018). Les dépôts de tartre se forment lorsque l'eau stagne dans les conduites, en présence d'air et à haute température (Yu *et al.*, 2010 ; Douterelo *et al.*, 2016 ; Zhu *et al.*, 2022 ; Siroos *et al.*, 2022 ; Wei *et al.*, 2022). Les carbonates de calcium présents dans l'eau se transforment en calcites au contact de l'air et se déposent sur les parois des conduites en période de faible pression ou de faible vitesse (Li & Mitch, 2018 ; Ciaponi *et al.*, 2019 ; Agudelo-Vera *et al.*, 2020 ; Piel *et al.*, 2020). Ces dépôts entraînent un rétrécissement de la section des conduites et dégradent la qualité de l'eau au robinet (Fish *et al.*, 2015 ; Boxall *et al.*, 2016 ; Stavroula & Kanakoudis, 2018 ; Ricca *et al.*, 2019 ; Cowle *et al.*, 2020 ; Justice & Kritchevsky, 2020 ; Lee *et al.*, 2021). Enfin, le nombre de conduites à vitesse nulle en situation initiale est supérieur à celui observé en situation de pompage direct. En situation initiale, l'eau dans les conduites, sous l'effet de la gravité, ne dispose pas de l'énergie suffisante pour surmonter les obstacles topographiques. Avec le pompage direct, une énergie est fournie à l'eau par les pompes, permettant de franchir ces barrières et d'alimenter davantage de ménages. Cela explique la réduction des conduites à flux nul lors du pompage direct et l'augmentation de celles dont la vitesse se situe entre 0 et 0,5 m/s (Mona, 2019).

Conclusion partielle

Un modèle conceptuel du réseau d'AEP caractérisé par un coefficient de corrélation de 0,97 et une RMSE de 9,73 a été réalisé. La courbe de modulation du réseau montre que le réseau est sollicité à toutes les heures de la journée à plus de 85 %. Le réseau n'arrive pas à desservir l'ensemble des abonnés à cause du fait que certains endroits ont des altitudes supérieures ou égale à la cote du réservoir existant. Les diamètres des conduites se répartissent en 5 classes dont la classe des conduites à faible diamètre est représentée à 52 %. Les consommations à tous les nœuds du réseau sont très faible. La modélisation du réseau montre que peu d'abonnés sont desservis en situation initiale qu'en situation de pompage direct.

Chapitre 8 : Optimisation du fonctionnement du réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune de Daloa

Vu que la commune de Daloa connaît des problèmes d'eau tant sur le plan qualitatif que quantitatif, l'optimisation du réseau d'AEP permettra alors de trouver des voies et moyens pour un fonctionnement idéal du réseau d'AEP.

8.1. Evaluation des besoins en eau

Les besoins actuels de consommation en eau potable de la commune de Daloa sont estimés à 39 092 m³/j. Le débit de consommation en eau des abonnés en 2023 est estimé à 13 392 m³/j. Ce débit réel actuel de consommation en eau des abonnés ne couvre que 34, 26 % des besoins actuels de consommation en eau de la commune de Daloa. Pour une satisfaction des consommateurs, une augmentation de la capacité de production serait salubre. L'évaluation des besoins en eau en fonction des différents horizons du projet sont consignés dans le Tableau XXIX.

Tableau XXIX : Evaluation des besoins en eau de consommation de Daloa

Années	2021	2023	2028	2033	2038
Population	421879	451928	501060	595102	706795
Dotation journalière (l/j/habt)	80	80	80	80	80
Besoin moyen journalier (l/j)	36 154 186,5	40 084 792,9	47 608 159,6	56 543 559,1	
Q_{moy j} (m³/j)	36 154,18	40 084 ,79	47 608,16	56 543,56	
Q_{moy j} maj (m³/j)	39 091,78	43 022,39	50 545,76	59 481,16	
Q_{max j} (m³/j)	46 910,14	51 626,87	60 654,91	71 377,39	
Q_{min j} (m³/j)	28 923,35	32 067,83	38 086,53	45 234,85	
Q_{max h} (m³/h)	2 435,09	2 679,94	3 148,58	3 705,18	
Q_{min h} (m³/h)	912,14	1 003,85	1 179,40	1 387,89	
Taux de couverture (%)	34,26	31,12	26,49	22,51	
Taux de couverture envisagé (%)	60	70	80	90	

Pour un taux de couverture envisagé à 60 % en 2023, il fallait augmenter la capacité de production de 33 % en 2023 et 44 % en 2038 (Tableau XXX). L'augmentation de la production de l'eau de consommation pour la commune de Daloa nécessite alors une optimisation tant au niveau du système de production, d'adduction que de distribution.

Tableau XXX : Taux de couverture pour la satisfaction en eau potable de Daloa

Années	2021	2023	2028	2033	2038
Population	421879	451 927,33	501 059,91	595 101,99	706 794,49
Déficit (m3/j)		-15 531,35	-18 675,83	-24 694,53	-31 842,85
Déficit (m3/h)		-1 877,09	-2 121,94	-2 590,58	-3 147,18
Q max j (m3/j)		46 910,14	51 626,87	60 654,91	71 377,39
Q max h (m3/h)		2435,10	2 679,94	3 148,58	3 705,18
Taux de couverture (%)		34,26	31,13	26,49	22,51
Pourcentage de déficit (%)		-33,11	-36,17	-40,7131542	-44,61
Couverture envisagée (%)		60	70	80	90

8.2. Optimisation du système de production

Le système de production du réseau d'AEP de la commune de Daloa nécessite une optimisation tant sur le plan qualitatif que quantitatif.

8.2.1. Optimisation de la qualité

- Maintenance des unités de production
- Remplacement des pièces hors d'usage ;
- Entretien régulier du réseau.

8.2.2. Optimisation de la quantité

L'optimisation sur le plan quantitatif demande une augmentation de la capacité de production de 15531,3492 m³/j en 2023 à 31842,8473 m³/j en 2038 d'où la nécessité d'implantation de nouvelles unités de traitement d'eau potable.

8.3. Optimisation du système d'adduction

L'optimisation du système d'adduction nécessitera l'extension du réseau pour renforcer la capacité de production. Cela se matérialise par la mise en place d'une troisième ligne d'adduction. A la lecture du Tableau XXXI, une conduite d'adduction de 500 mm serait nécessaire pour une meilleure couverture du réseau de 2023 à 2038.

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

Tableau XXXI : Dimensionnement de la conduite de refoulement

Années	2021	2023	2028	2033	2038
Population	421879	451 927,33	501 059,91	595 101,99	706 794,49
Population		451 927,33	501 059,91	595 101,99	706 794,49
Q max h (m3/h)		2 435,09	2 679,94	3 148,58	3 705,18
Couverture (%)		34,26	31,13	26,49	22,51
Taux de couverture envisagé (%)		60	70	80	90
Débit (m3/h)		1 461,05	1 875,95	2 518,86	3 334,66
Débit de dimensionnement (m3/s)		0,41	0,52	0,70	0,93
Diamètre classique (m)		0,80	0,91	1,05	1,21
Diamètre classique (mm)		803,69	910,69	1 055,26	1 214,18
Diamètre à poser (mm)		3,69	110,69	255,26	414,18

8.3.1. Dimensionnement du réservoir.

La méthode forfaitaire a été utilisée. Selon cette méthode 30 % du débit est égal à la capacité du réservoir pour les grandes villes. Le débit à stocker est de 17196,52 m³

Ce qui équivaut à 2 réservoirs de 5000 m³.

8.4. Optimisation du réseau de distribution

8.4.1. Emplacement des réservoirs

Les réservoirs sont placés aux cotes les plus élevées du réseau (Figure 147). La Figure 148 et la Figure 149 montrent respectivement les différents tronçons de raccordement aux réservoirs T1 et T2

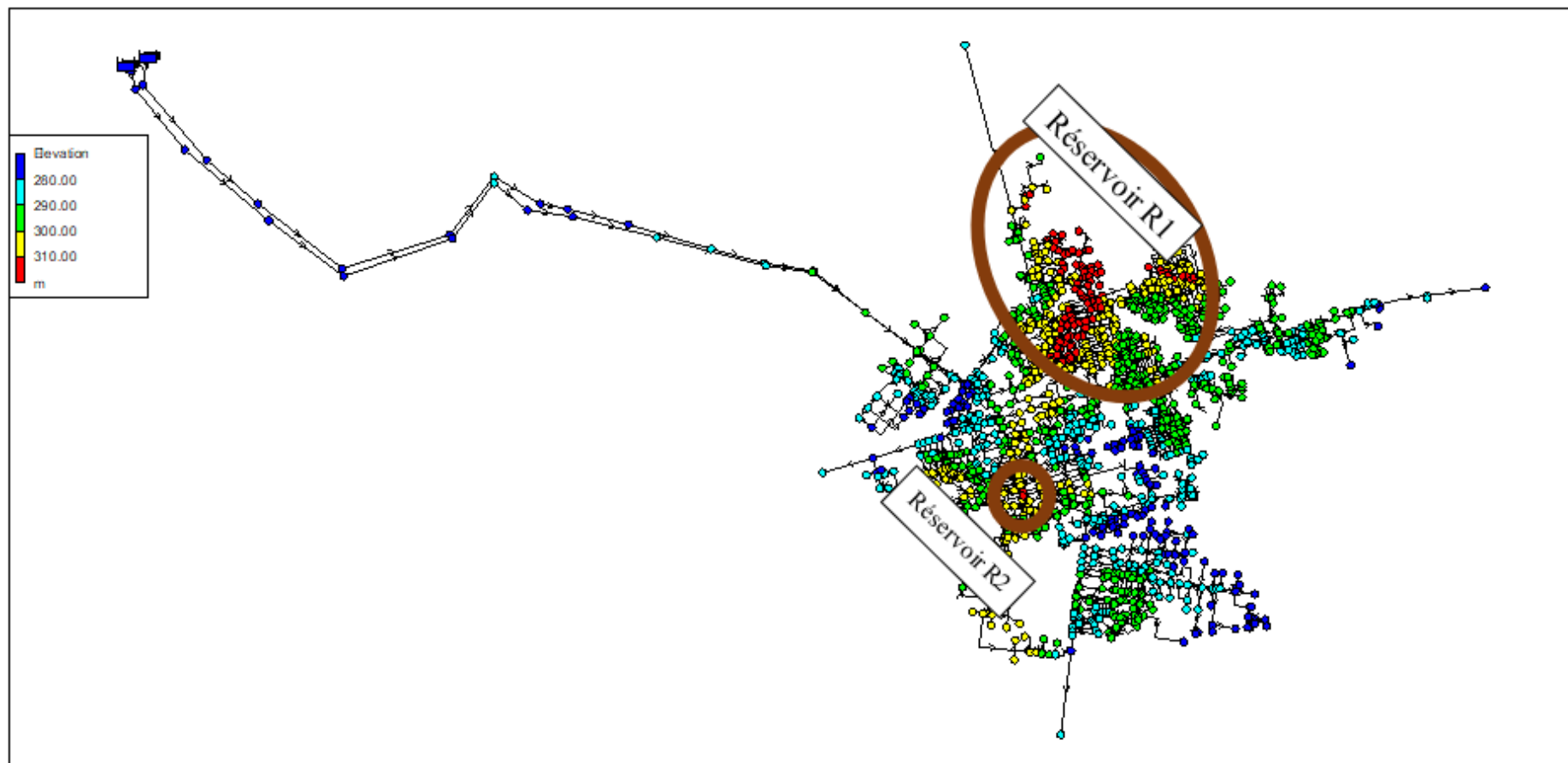


Figure 147 : Sites d'implantation des réservoirs

PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION

8.4.2. Identification des tronçons à redimensionner

8.4.2.1. Tronçon T1

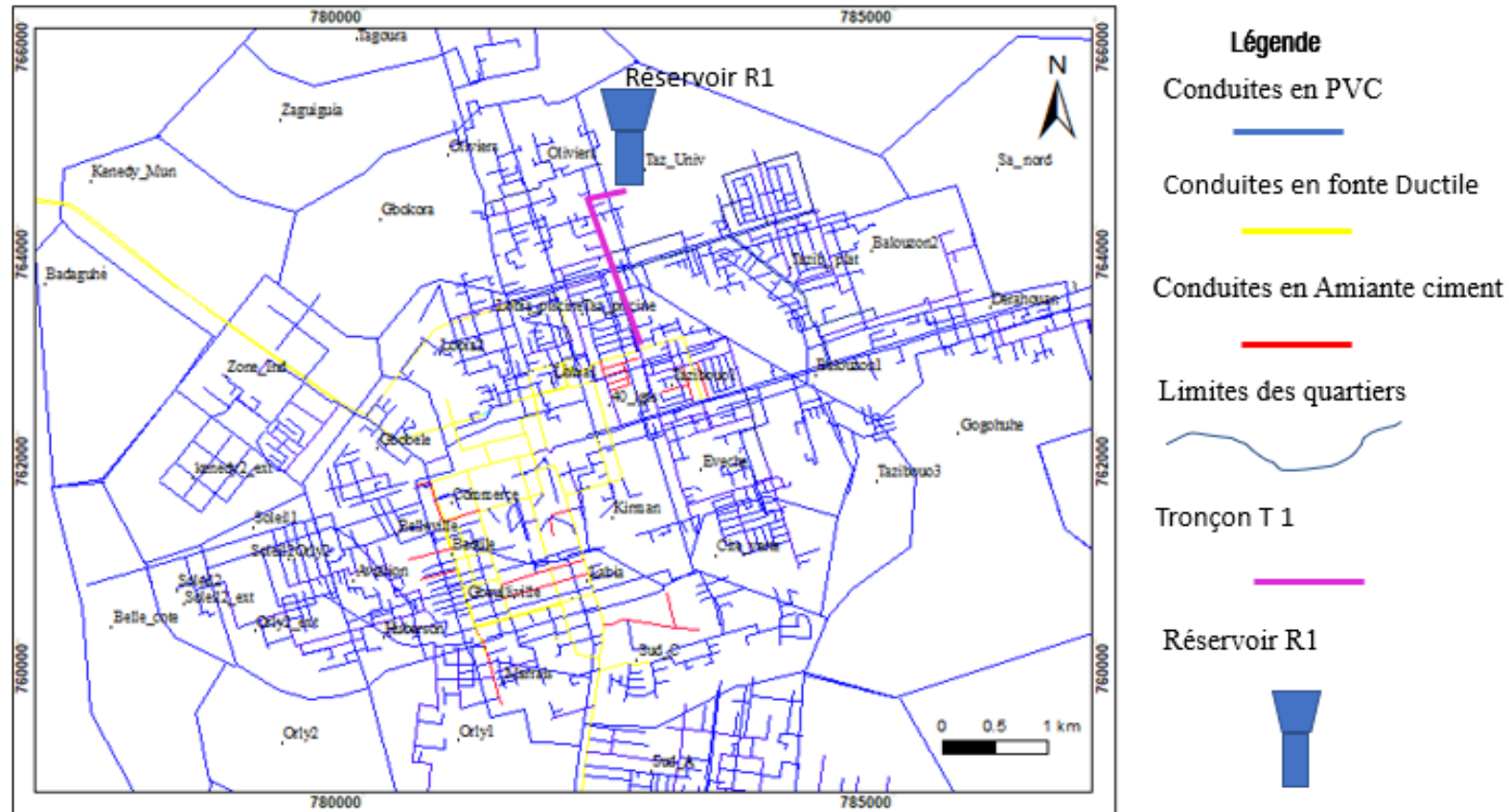


Figure 148 : Identification du tronçon T1

8.4.2.2. Tronçon T2

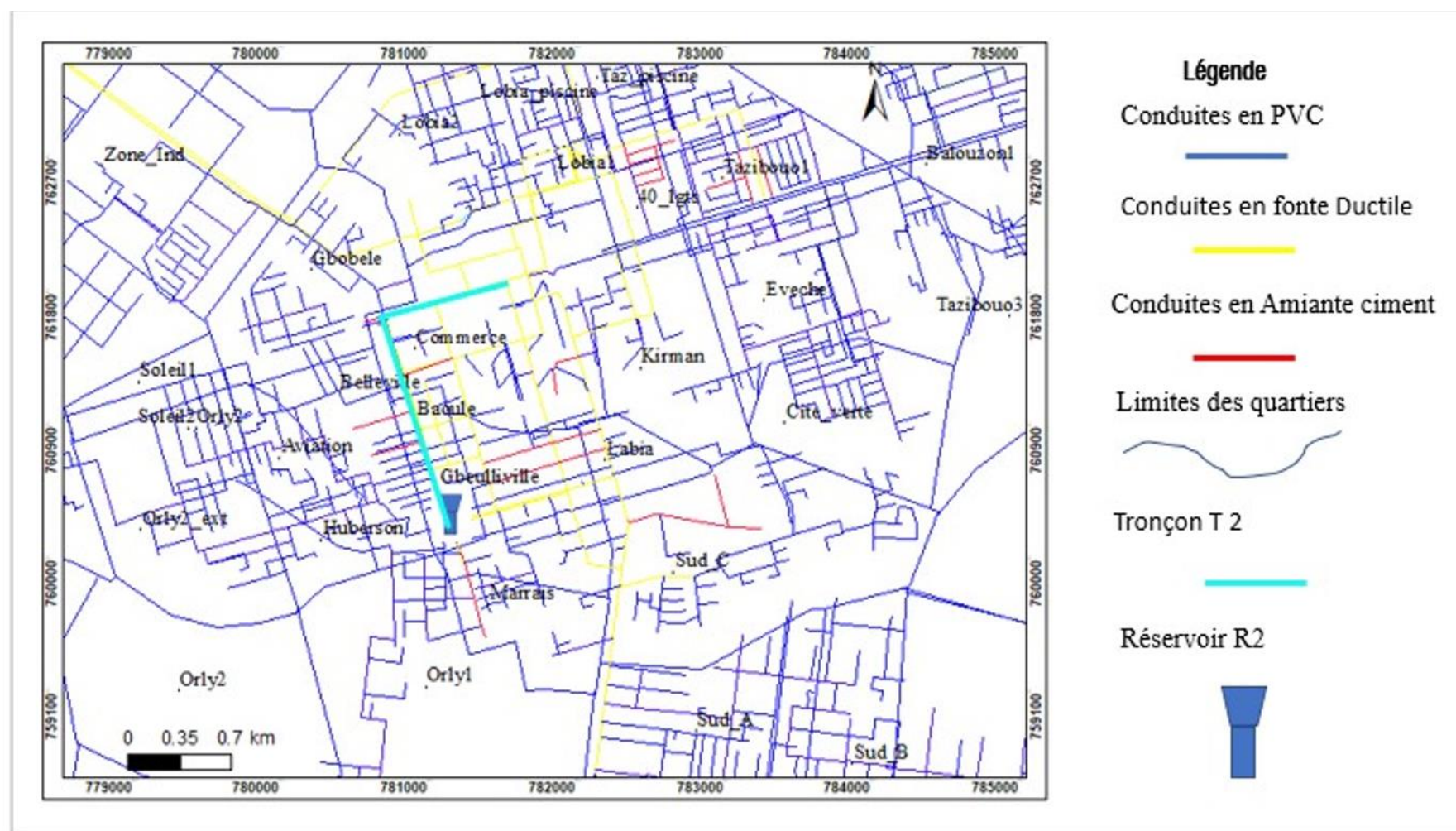


Figure 149 : Identification du tronçon T2

CONCLUSION

8.5. Modélisation de l'optimisation du réseau à 60 %

La simulation du fonctionnement du réseau optimisé à 60% de la couverture totale du réseau montre la variation de la pression aux différents nœuds du réseau aux différentes heures choisies précédemment.

8.5.1. Variation des pressions d'optimisation à 60%

8.5.1.1. A 00 heure

A 00 heure, 5 % des conduites auront une pression < 10 m. 90 % des conduites ont une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 5 % des conduites ont une pression supérieure à 60 m (Figure 150).

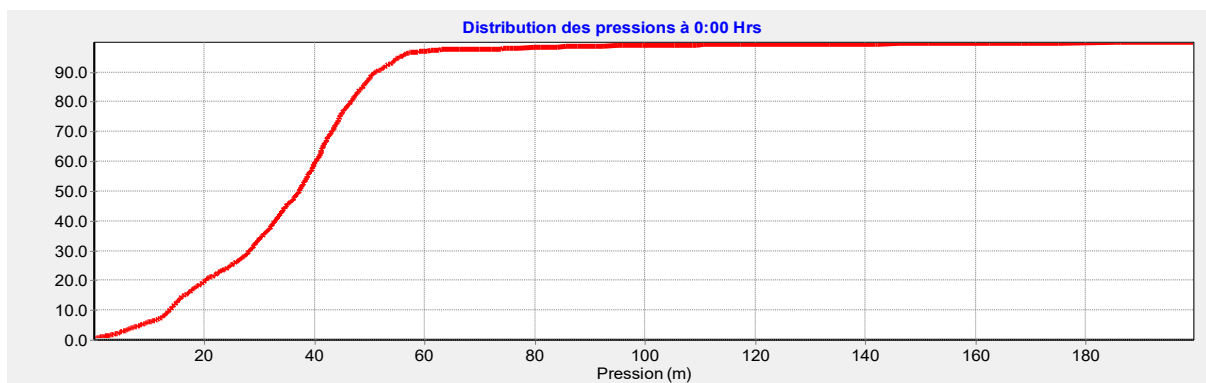


Figure 150 : Distribution de la pression d'optimisation à 60 % sur le réseau à 00 heure

A 00 heure seulement 6 quartiers de la commune de Daloa auront une pression $\leq 10 \text{ m}$. Ce sont les quartiers Savonnerie, Orly 3, Orly 2 extension, Orly Plateau, Zone industrielle et Kennedy 2 extension (Figure 151).

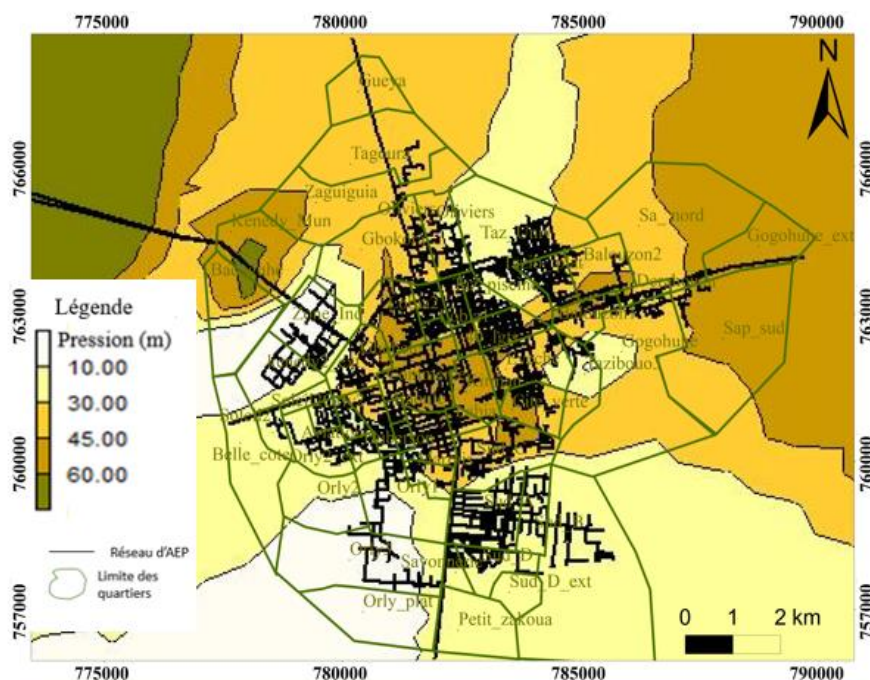


Figure 151 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 00 heure

CONCLUSION

8.5.1.2. A 06 heures

A 06 heures, 20 % des conduites auront une pression < 10 m. 78 % des conduites auront une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 2 % des conduites auront une pression > 60 m (Figure 152).

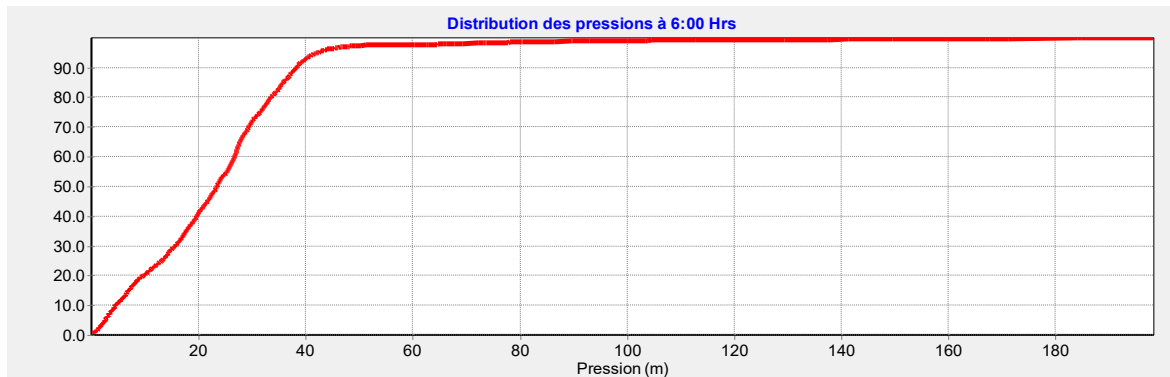


Figure 152 : Distribution de la pression d'optimisation à 60 % sur le réseau à 06 heures

A 06 heures 24 quartiers de la commune de Daloa auront une pression < 10 m. Ce sont les quartiers Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Tazibouo 3, Zone industrielle, Sud-A, Sud-C, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Marais, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, et Kenedy 2 extension (Figure 153).

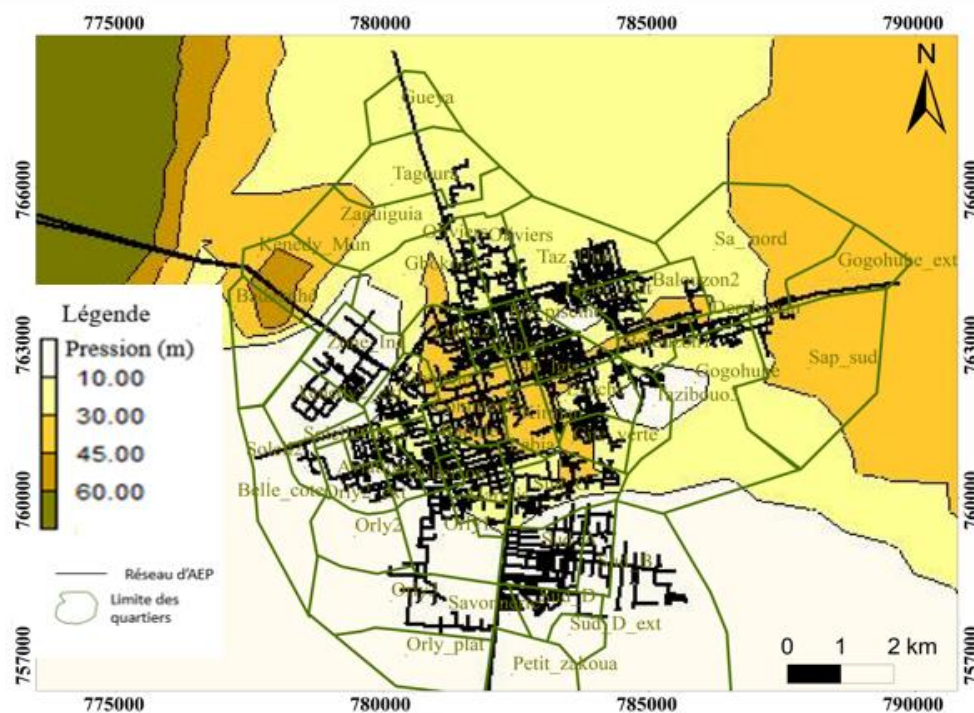


Figure 153 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 06 heures

8.5.1.3. A 08 heures

A 06 heures, 30 % des conduites auront une pression < 10 m. 68 % des conduites auront une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 2 % des conduites auront une pression > 60 m (Figure 154).

CONCLUSION

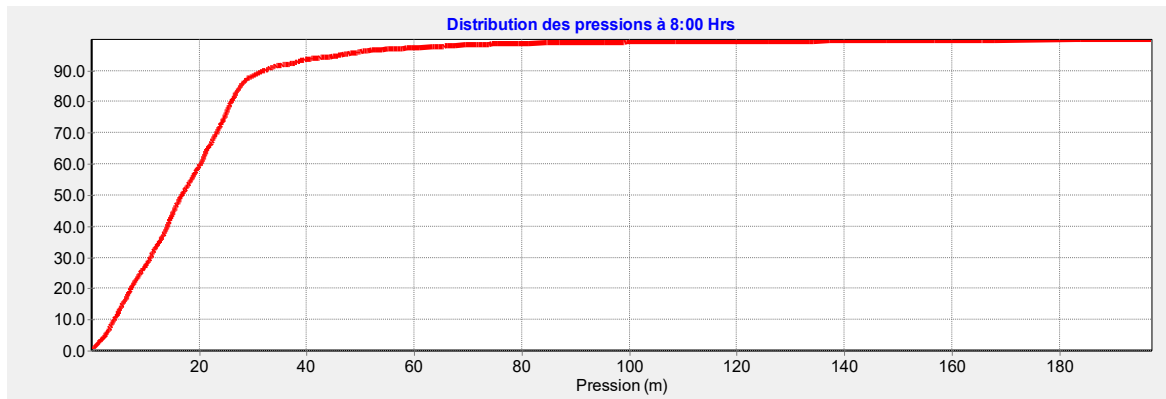


Figure 154: Distribution de la pression d'optimisation à 60 % sur le réseau à 08 heures

A 08 heures 29 quartiers auront une pression < 10 m. Ce sont les quartiers les Oliviers, Tazibouo piscine, Tazibouo Université, Tazibouo 3, Gbokora, Gogoguhe, Balouzon 1, Eveche, Cité verte, Zone industrielle, Sud-A, Sud-C, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Marais, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 2 extension, et Kenedy 2 extension (Figure 155).

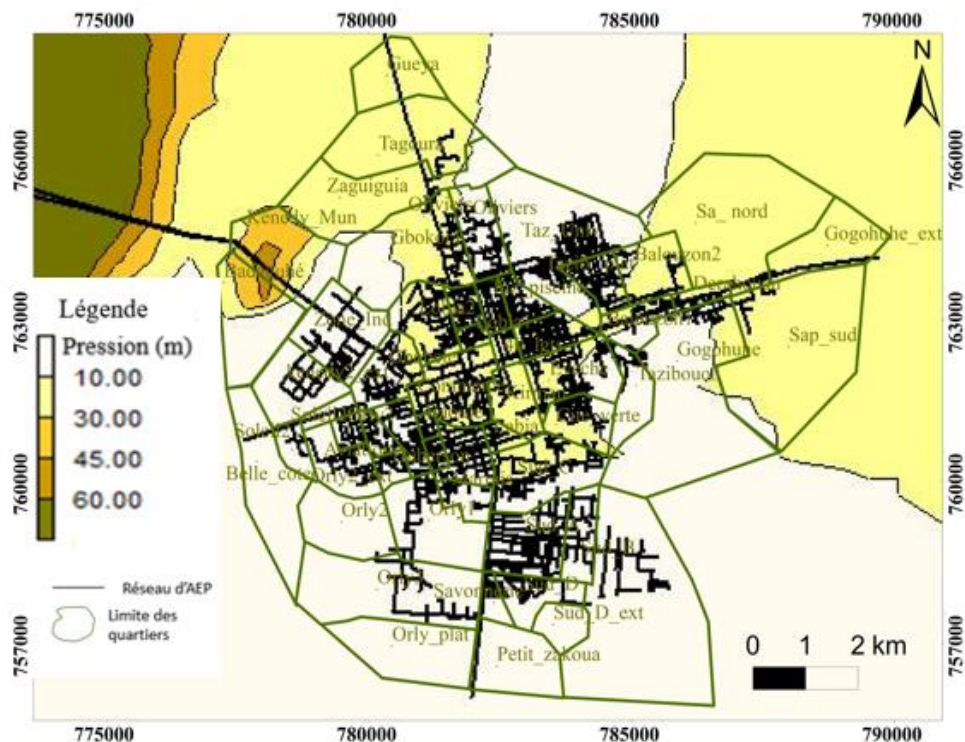


Figure 155 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 08 heures

8.5.1.4. A 12 heures

A 12 heures, 13 % des conduites auront une pression < 10 m. 83 % des conduites auront une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 3 % des conduites auront une pression > 60 m (Figure 156).

CONCLUSION

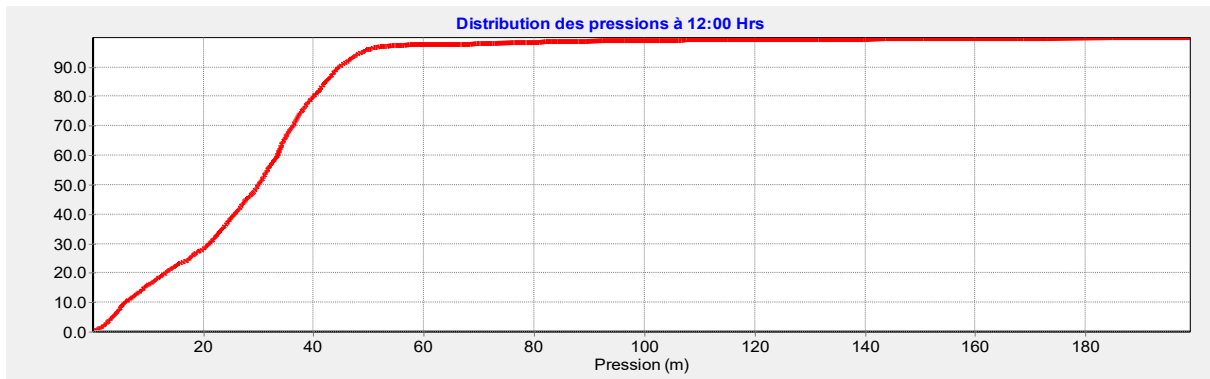


Figure 156 : Pression d'optimisation à 60 % sur l'ensemble du réseau à 12 heures

A 12 heures 20 quartiers une pression < 10 m. Ce sont les quartiers Tazibouo 3, Zone industrielle, Sud-A, Sud-C, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 1, et Kenedy 2 extension (Figure 157).

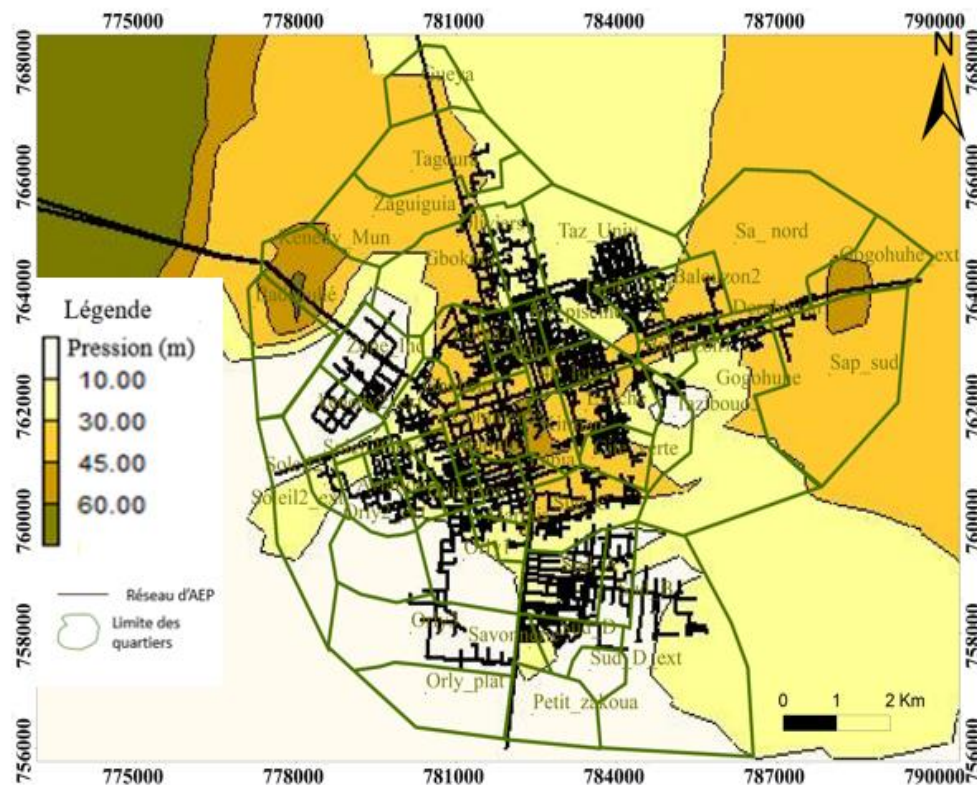


Figure 157 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 12 heures

8.5.1.5. A 18 heures

A 06 heures, 15 % des conduites auront une pression < à 10 m. 83 % des conduites auront une pression $\in [10 ; 60 \text{ m}]$. 2 % des conduites auront une pression > 60 m (Figure 158).

CONCLUSION

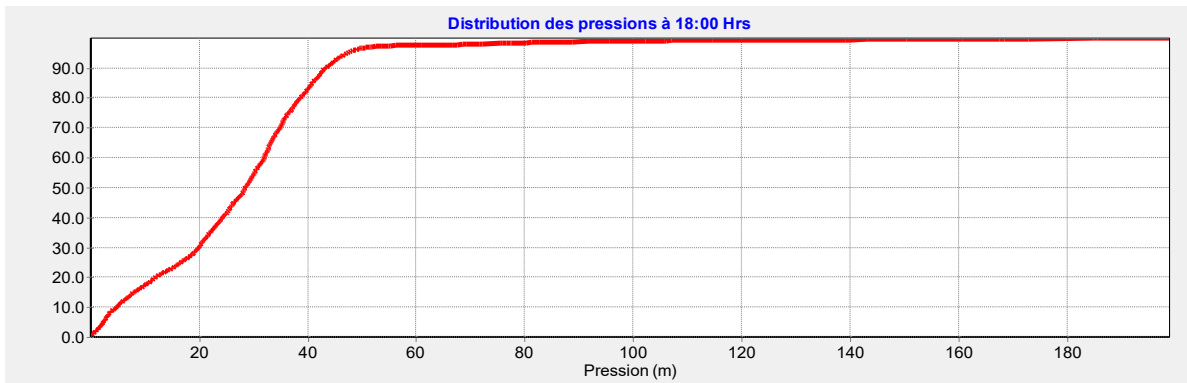


Figure 158 : Distribution de la pression d'optimisation à 60 % sur le réseau à 18 heures

A 18 heures 19 quartiers auront une pression < 10 m. Ce sont les quartiers Tazibou 3, Zone industrielle, Sud-A, Sud-B, Sud-D, Sud-D extension, Petit Zakoua, Savonnerie, Orly 2, Orly 3, Orly 1, Orly 2 extension, Orly Plateau, Belle côte, Huberson, Aviation, Soleil 2, Soleil 1, et Kenedy 2 extension (Figure 159).

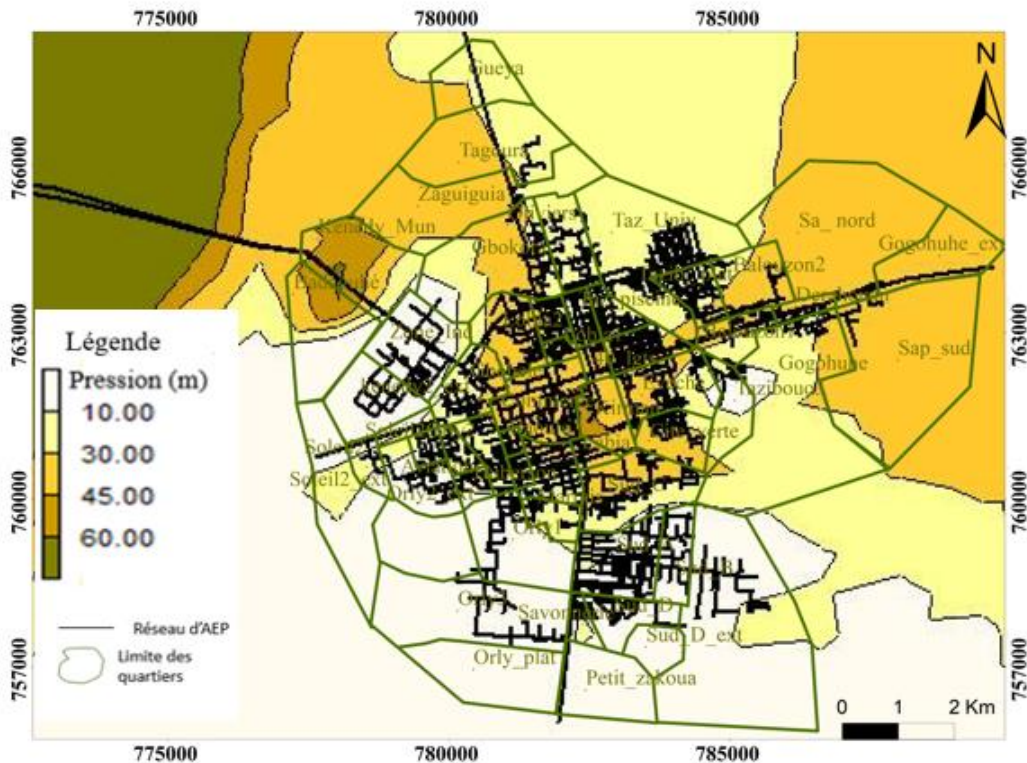


Figure 159 : Pressions d'optimisation du réseau à 60 % sans le château à 18 heures

8.5.2. Variation des vitesses d'optimisation à 60 %

8.5.1.6. A 0 heure

A 0 heure, 95 % des conduites du réseau ont une vitesse ≤ 0.5 m/s. Seulement 5 % des conduites ont une vitesse $\in] 0,5 ; 2$ m/s [(Figure 160). 30 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 35 % des conduites ont une vitesse $\in] 0 ; 0,14$ m/s [; 25 % des conduites ont une vitesse $\in] 0,14 ; 0,5$ m/s [.

CONCLUSION

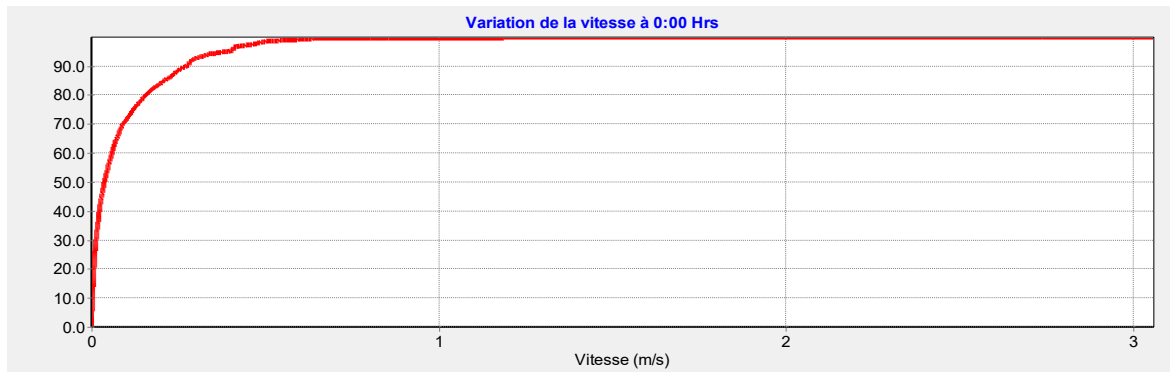


Figure 160 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 00 heure

8.5.1.7. A 06 heures

A 06 heures, 95 % des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 5 % des conduites du réseau ont une vitesse $\in] 0,5 ; 2$ m/s [(Figure 161). 32 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 38% des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s] ; 25 % des conduites ont une vitesse $\in] 0,14 ; 0,5$ m/s [.

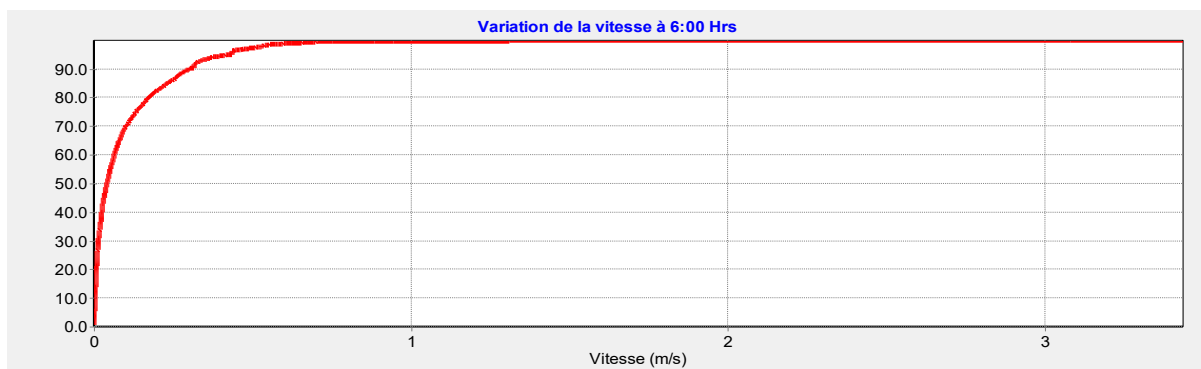


Figure 161 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 06 heures

8.5.1.8. A 08 heures

A 08 heures, 95% des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 5 % des conduites ont une vitesse $\in] 0,5 ; 2$ m/s [(Figure 162). 35 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 35 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s] ; 27 % des conduites ont une vitesse $\in] 0,14 ; 0,5$ m/s [.

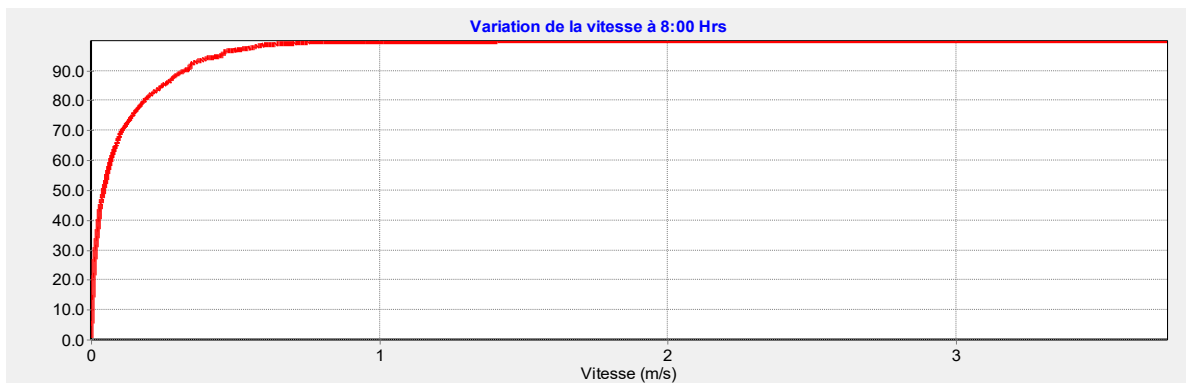


Figure 162 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 08 heures

CONCLUSION

8.5.1.9. A 12 heures

A 12 heures, 94 % des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 6 % des conduites ont une vitesse $\in]0,5 ; 2$ m/s [(Figure 163). 32 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 40 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s] ; 22 % des conduites ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5$ m/s [.

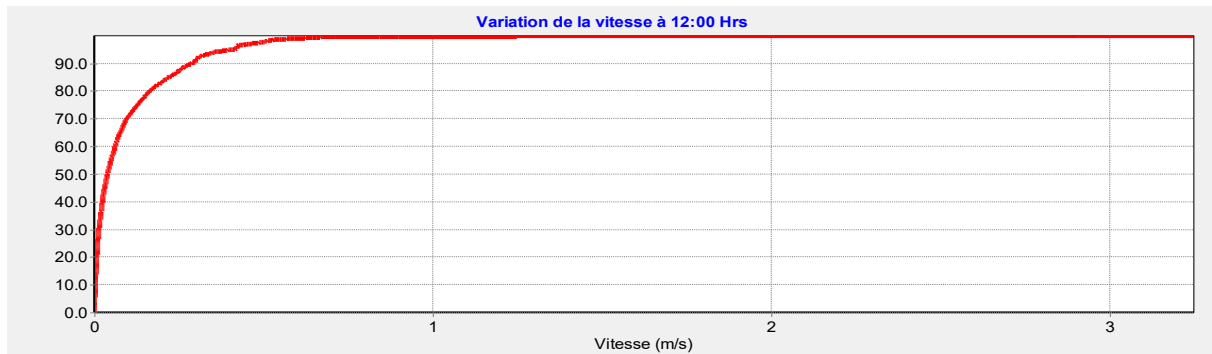


Figure 163 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 12 heures

8.5.1.10. A 18 heures

A 0 heure, 96 % des conduites du réseau ont une vitesse $\leq 0,5$ m/s. Seulement 4 % des conduites ont une vitesse $\in]0,5 ; 2$ m/s [(Figure 164). 32 % des conduites ont une vitesse = 0 m/s ; 38 % des conduites ont une vitesse $\in]0 ; 0,14$ m/s] ; 26 % des conduites ont une vitesse $\in]0,14 ; 0,5$ m/s [.

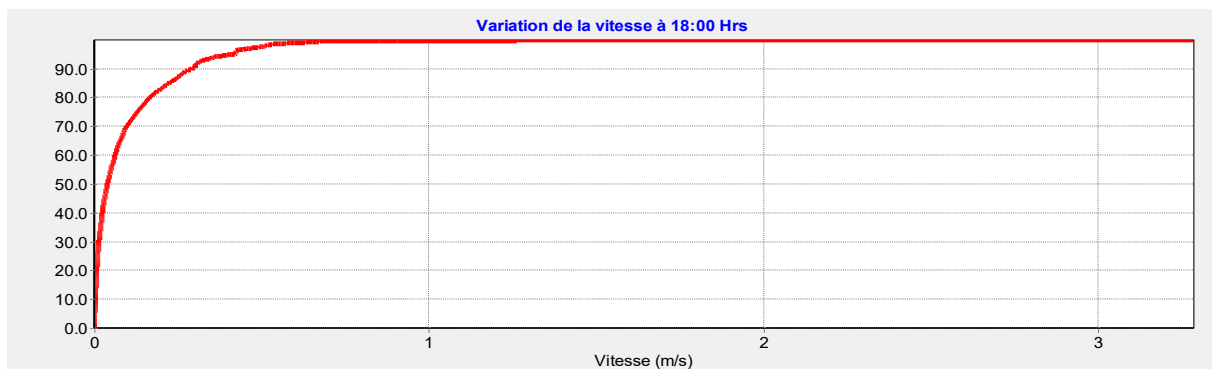


Figure 164 : Variation de la vitesse d'optimisation à 60 % sur le réseau à 18 heures

Discussion

Ce débit actuel ne couvre que 34,26 % des besoins en eau de la commune. Pour satisfaire les consommateurs d'eau potable, il est nécessaire d'augmenter la capacité de production (Lasm *et al.*, 2004 ; Bello *et al.*, 2019 ; Lucchini *et al.*, 2015 ; Loudjani, 2022). Pour atteindre un taux de couverture de 60 % en 2023, la capacité de production doit être augmentée de 33 % cette année-là et de 44 % d'ici 2038. Cette augmentation de production nécessite une optimisation des systèmes de production, d'adduction et de distribution. Sur le plan qualitatif, le remplacement des équipements de production défectueux améliorera significativement le

CONCLUSION

goût et la couleur de l'eau, qui suscitent des préoccupations chez les consommateurs (Kouassi *et al.*, 2023). Quantitativement, il faut augmenter la capacité de production de 15 531,35 m³/j en 2023 à 31 842,85 m³/j en 2038, ce qui nécessite l'implantation de nouvelles unités de traitement d'eau potable. La simulation du fonctionnement du réseau optimisé à 60 % de la couverture totale montre la variation de la pression aux différents nœuds du réseau à différentes heures (Guhl & Brémond, 2010 ; Boix, 2011 ; Large *et al.*, 2014 ; Large *et al.*, 2015). Les pressions dans le réseau d'AEP varient de 0 à 60 m. Les résultats de la simulation indiquent qu'à 0 heure, seulement 5 % des nœuds auront une pression inférieure à 10 m. À 6 heures, 20 % des nœuds sont concernés, 30 % à 8 heures, 12 % à 12 heures et 15 % à 18 heures. En ce qui concerne les vitesses d'écoulement dans les conduites, elles varient de 0 à 2 m/s. À 0 heure, 30 % des conduites auront une vitesse quasiment nulle. À 6 heures, cela concerne 32 % des conduites, 35 % à 8 heures, 32 % à 12 heures et 33 % à 18 heures. La simulation du fonctionnement et l'optimisation du réseau montrent une réduction significative des zones manquant d'eau et des conduites à flux nul. Cependant, certaines zones continuent de manquer d'eau. Cette persistance est probablement due à la topographie de la région. Les quartiers qui manquent d'eau actuellement ne se trouvent pas dans le rayon d'influence du château d'eau existant.

. Conclusion partielle

L'optimisation du fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de la commune de Daloa a été réalisée avec succès. Cette démarche a permis de réévaluer les besoins en eau potable de la commune et de déterminer les débits de production et de consommation aux nœuds à différents horizons du projet. Sur le plan qualitatif, l'optimisation a révélé que le remplacement des équipements défectueux et leur maintenance contribueraient considérablement à améliorer le goût et la couleur de l'eau au robinet. Sur le plan quantitatif, il est essentiel d'augmenter le débit de production de 33,10 % en 2023 par rapport à la production actuelle, et de 44,61 % d'ici 2038. Pour ce faire, l'ouverture d'une troisième ligne d'adduction est nécessaire afin de faire transiter la totalité du débit de production jusqu'aux robinets des consommateurs. De plus, la simulation du fonctionnement du réseau a permis d'identifier les zones manquant d'eau, en raison des obstacles liés à la topographie du réseau. Les sites pour l'implantation de nouveaux réservoirs ont été identifiés, et leurs capacités de stockage ont été déterminées. Enfin, les conduites de raccordement entre le réservoir existant et les nouveaux réservoirs ont été identifiées et dimensionnées.

CONCLUSION



CONCLUSION

CONCLUSION

Cette étude a été réalisée dans le but d'élaborer un modèle de gestion du réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa. Il a spécifiquement porté sur trois aspects : le bilan diagnostic, la modélisation et l'optimisation du fonctionnement du réseau.

Dans le cadre du bilan diagnostic, un examen du fonctionnement physique des divers équipements du réseau a été effectué. Cela a été complété par une enquête de satisfaction auprès des ménages et des analyses physicochimiques des échantillons prélevés sur l'ensemble du réseau.

Concernant la modélisation du fonctionnement du réseau d'approvisionnement en eau potable, une mise à jour du réseau a été effectuée, ainsi que la constitution d'une base de données du réseau. Ensuite, la simulation du fonctionnement du réseau a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET, en s'appuyant sur un modèle conceptuel préalablement établi dans le cadre de la réalisation de cette étude.

L'optimisation du réseau a impliqué l'évaluation des besoins en eau potable de la commune de Daloa et la modélisation du réseau pour couvrir 60 % de ces besoins. Par ailleurs, des sites pour l'implantation de nouveaux réservoirs ont également été identifiés.

Diagnostic quantitatif du réseau d'eau potable

L'enrichissement des eaux en matières nutritives entraîne divers changements symptomatiques, tels qu'une augmentation de la production d'algues et de macrophytes. Cela favorise la dégradation de la qualité de l'eau et engendre des effets considérés comme indésirables pour différents usages.

La présence accrue de végétaux à la surface de la retenue de la Lobo est probablement due à l'utilisation de produits phytosanitaires dans les champs environnants.

Le bilan de l'état des lieux du réseau montre que le réseau d'adduction contient principalement des ventouses à triple effet en bon état. En revanche, le réseau de distribution est composé de ventouses à triple effet et à simple effet. Sur l'ensemble des ventouses, 55 % sont à triple effet et 45 % à simple effet. Parmi celles-ci, 47 % sont situées sur le réseau d'adduction et 53 % sur le réseau de distribution. Environ 82 % des ventouses sont en bon état, tandis que 3 % sont en mauvais état et 15 % ont un état inconnu. L'état méconnu des ventouses est dû à l'inaccessibilité des regards de protection, notamment en raison des activités anthropiques des populations environnantes.

De plus, l'enherbement des regards de protection rend également certaines ventouses inaccessibles.

CONCLUSION

Pour ce qui est des bornes d'incendie, il a été constaté que 37 % d'entre elles sont hors service, tandis que 63 % fonctionnent correctement. Les poteaux d'incendie se trouvent pour 32 % dans des zones de forte pression, 21 % dans des zones de faible pression et 10 % dans des zones de manque d'eau.

Les résultats des vidanges montrent que 51 % ont été effectuées, tandis que 49 % ne l'ont pas été. La non-réalisation des vidanges est due à plusieurs facteurs, dont 24 % se trouvent dans des zones de manque d'eau, 7 % dans des zones de faible pression, 13 % sont inaccessibles, et 5 % sont défectueux. La défaillance des équipements du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) et un entretien irrégulier pourraient contribuer à la dégradation de la qualité de l'eau au robinet du consommateur.

L'interaction entre l'eau chargée de produits chimiques et les équipements métalliques (en fonte, acier ou fer) peut libérer des ions ferriques ou de l'oxyde de manganèse. Cela peut donner une coloration rougeâtre ou noirâtre à l'eau au robinet.

Sur les réseaux d'adduction et de distribution, l'effet du ruissellement expose certaines parties du réseau au soleil. De nombreuses zones de rupture de conduites ont été enregistrées, principalement sur le réseau de distribution. Un point commun à toutes ces zones de casse est l'état non bitumé des voies, qui se détériorent progressivement sous l'effet de l'érosion.

Diagnostic qualitatif du réseau d'eau potable

L'étude des paramètres physico-chimiques de l'eau dans les conduites a permis d'évaluer le risque de dégradation des canalisations et la prolifération bactérienne. Les résultats indiquent que les eaux présentent des valeurs relativement basses de conductivité, mais des niveaux élevés de turbidité, de couleur, et de matières en suspension. Cette forte turbidité et coloration pourrait être due à l'incrustation de dépôts de calcium et de carbonate, entraînant l'entartrage des conduites. Cependant, les valeurs moyennes de turbidité et de couleur demeurent supérieures aux normes requises, tant avant qu'après la réalisation de vidange du réseau. La couleur de l'eau observée serait liée à la présence de manganèse, même à de faibles concentrations. À 50 µg/L, le Mn^{4+} donne une couleur jaune à l'eau, tandis que le Mn^{2+} , sous forme de sulfate, apparaît clair et incolore. Dans les systèmes de distribution d'eau, les sels de Mn^{2+} peuvent interagir avec des oxydants, comme le chlore, et se transformer en oxydes insolubles Mn^{4+} et Mn^{3+} . Ces oxydes précipitent respectivement sous forme de MnO_2 (noir) et de Mn_2O (brun-noir). De plus, ces oxydes peuvent tacher en noir les éléments de plomberie et les tissus. La présence de manganèse dans les réseaux de distribution peut également favoriser la croissance de microorganismes.

CONCLUSION

Enfin, le manganèse est susceptible de s'accumuler dans le système de distribution ou dans le biofilm à l'intérieur des conduites, et peut être relargué même à de faibles concentrations (<50 µg/L).

Evaluation du niveau de satisfaction de la population

Dans la commune de Daloa, le réseau d'alimentation en eau potable (AEP) connaît des coupures fréquentes, allant d'une fois par jour à une fois par mois. Face à l'absence de solutions palliatives, les ménages se tournent vers des sources alternatives de proximité, telles que les puits, les sources naturelles d'eau de consommation et les forages. Cette situation conduit à une restriction de l'usage de l'eau courante dans les foyers. Selon les résultats d'enquête, seulement 25 % des ménages utilisent l'eau du robinet pour tous leurs besoins. En revanche, 75 % des ménages raccordés ne consomment pas l'eau du robinet. Parmi eux, 10 % ne se servent pas de l'eau courante pour la cuisson des aliments, et 8 % n'utilisent pas cette eau pour le bain ou la consommation directe. En plus des coupures, 37 % des ménages raccordés éprouvent des difficultés d'accès à l'eau potable pour diverses raisons. La coloration de l'eau du robinet, les coupures fréquentes et les restrictions d'utilisation poussent les habitants à rechercher des sources alternatives pour boire, cuisiner et se baigner. Ces sources comprennent des puits, des sources naturelles d'eau, des forages, et des combinaisons de ces options. Les ménages raccordés au réseau estiment que la recherche de sources alternatives les aide à éviter les maladies liées à l'eau, à obtenir de l'eau potable et à pallier le manque d'eau. En moyenne, la population de Daloa s'approvisionne deux fois par jour à partir de sources alternatives, avec une quantité journalière prélevée estimée à 54 646,86 m³, soit 59 838,31 m³ par an. Cette quantité d'eau prélevée entraîne une perte annuelle de 14 959 577 FCFA pour la SODECI. De plus, 74 % des abonnés ne traitent généralement pas cette eau avant de la consommer. La qualité méconnue des eaux de source et des puits pourrait représenter un risque sanitaire pour les consommateurs d'eau potable de la commune. Enfin, 66 % des ménages utilisant uniquement de l'eau courante ne font aucun traitement. Ils recueillent l'eau dans des récipients et ne récupèrent que le surnageant pour la consommation et d'autres usages.

Modélisation du fonctionnement du réseau

Pendant la réalisation de cette étude, deux scénarios ont été utilisés pour modéliser le réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de la commune de Daloa. Le premier scénario correspond à la modélisation dans les conditions initiales avec le fonctionnement du réservoir existant, tandis que le second concerne la modélisation en situation de pompage direct sans le

CONCLUSION

réservoir. Les paramètres examinés de manière approfondie incluent la variation des pressions aux nœuds et les variations des débits dans les conduites. Un coefficient de corrélation de 0,97 a été obtenu, indiquant un faible taux d'erreur de 0,02 %. Ce taux révèle un bon ajustement entre les données observées et celles simulées autour de la bissectrice centrale. L'écart de 0,02 % peut être attribué à plusieurs facteurs, notamment l'inexactitude des singularités, les erreurs de côtes, les erreurs de rattachement de consommation aux nœuds du réseau, ainsi que des anomalies dues aux ouvertures de certaines vannes. Les zones où la pression est supérieure ou égale à 60 m ($p \geq 60$ m) correspondent aux zones de plus forte pression. Ces pressions sont généralement observées dans les conduites du réseau d'adduction, où l'eau est acheminée vers des altitudes élevées grâce à l'énergie fournie par les pompes de reprise situées dans les bâches de stockage d'eau traitée. En situation initiale, de nombreux quartiers ne reçoivent pas d'eau à leurs robinets. Cependant, le nombre de quartiers concernés diminue au fur et à mesure. Les vitesses d'écoulement dans les conduites varient entre 0 et 2 m/s. De plus, le nombre de conduites à vitesse nulle en situation initiale est supérieur à celui observé en situation de pompage direct. En effet, sous l'effet de la gravité, l'eau dans les conduites n'a pas suffisamment d'énergie pour surmonter les obstacles topographiques. En revanche, en situation de pompage direct, les pompes de reprise fournissent de l'énergie à l'eau dans les conduites d'amenée. Cela permet à l'eau de franchir les barrières topographiques et de desservir plusieurs ménages. Cette amélioration explique la réduction du nombre de conduites à flux nul lors du pompage direct, ainsi que l'augmentation du nombre de conduites dont la vitesse se situe dans l'intervalle]0 ; 0,5 m/s[.

Optimisation du réseau

Après évaluation, les besoins en consommation d'eau potable de la commune de Daloa pour l'année 2023 ont été estimés à 39 092 m³/j. Cependant, le débit réel de consommation des abonnés en 2023 était estimé à seulement 13 392 m³/j. Ce débit ne couvre que 34,26 % des besoins en eau de la commune. Pour satisfaire les consommateurs d'eau potable, il est nécessaire d'augmenter la capacité de production. Pour atteindre un taux de couverture de 60 % en 2023, la capacité de production doit être augmentée de 33 % cette année-là et de 44 % d'ici 2038. L'augmentation de la production d'eau potable pour la commune de Daloa nécessite une optimisation des systèmes de production, d'adduction et de distribution. Les simulations concernant l'optimisation projetée du réseau indiquent une réduction significative des zones manquant d'eau, ainsi qu'une diminution des conduites à flux nul. Cependant, certaines zones continuent de manquer d'eau. Cette persistance est probablement due à la

CONCLUSION

topographie de la région. Les quartiers qui manquent d'eau actuellement ne se trouvent pas dans le rayon d'influence du château d'eau existant.

RECOMMANDATIONS

Pour améliorer la qualité de l'eau au robinet des consommateurs d'eau potable de la commune de Daloa, les recommandations ci-dessous sont faites.

A l'endroit de la Direction Territoriale de l'hydraulique humaine (DTH) de Daloa :

- Créer et réglementer des périmètres de protection rapproché de la source d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa ;
- Réglementer l'usage des intrants chimiques au sein des périmètres de protection et du bassin versant de la Lobo ;
- Réglementer la création de dépotoirs au niveau des périmètres de protection et du bassin versant de la Lobo.

A l'endroit du Ministère de l'Hydraulique, de l'Assainissement et de la Salubrité (MHAS) :

- Remplacer le linéaire total des conduites en Amiante Ciment sur le réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa ;
- Remplacer les équipements de protection défectueux du réseau d'AEP de la commune de Daloa ;
- Réaliser la télégestion du réseau AEP de la commune de Daloa ;
- Construire deux réservoirs de distribution d'eau potable pour la desserte totale de tous les consommateurs du réseau d'AEP de la commune de Daloa.

A l'endroit de la Société de Distribution d'Eau de Côte d'Ivoire (SODECI) :

- Renforcer le personnel d'entretien du réseau d'AEP de la commune de Daloa ;
- Renforcer le matériel d'entretien du réseau d'AEP de la commune Daloa ;
- Renforcer et respecter le programme d'entretien déjà élaboré du réseau d'AEP de la commune de Daloa ;
- Procéder à la gestion du réseau à l'aide de l'intelligence artificielle ;
- Réaliser les vidanges et maintenance d'équipement de façon simultanée sur l'ensemble du réseau AEP de la commune de Daloa.

A l'endroit de la population de la commune de Daloa :

- Libérer l'emprise des équipements de protection du réseau d'AEP ;
- Filtrer l'eau avant la consommation.

CONCLUSION

PERSPECTIVES

En termes de perspectives d'étude, pour une meilleure connaissance du réseau d'AEP, il serait bon de :

- Réaliser un modèle de dégradation du chlore dans le réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa ;
- Un modèle de dégradation des conduites du réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa ;
- Un modèle de transport et dépôt des matières en suspension au sein du réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Daloa.
- Concevoir un modèle de gestion du réseau d'eau potable de la commune de Daloa basé sur l'intelligence artificielle.

REFERENCES



REFERENCES

REFERENCES

- Abdelbaki C. E. B. H. (2014). Modélisation d'un réseau d'AEP et contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG - Cas du Groupement Urbain de Tlemcen -. (PHD), Université Abou Bakr Belkaid Tlemcen, Algérie, rapport de thèse, 208p.
- Abu-Mahfouz A. M., Hamam, Y. P., Philip R., Djouani K. & Kurien A. (2016). Real-time Dynamic Hydraulic Model for Potable Water Loss Reduction. *Procedia Engineering*: 99-106.
- Adams P.C., Acton R., Barton J., Dawkins F., Eckfeldt J., Gordeuk V. & Reboussin D. (2002). Hemochromatosis and iron overload screening study (HEIRS): an interim analysis of 20,130 primary care persons. *Gastroenterology, WB Saunders Co, Independence Square West Curtis Center*, A634–A634.
- Adedola O. S., Hamam Y., Khalaf B. & Sadiku R. (2018). A state-of-the-art review of an optimal sensor placement for contaminant warning system in a water distribution network. *Urban Water Journal*, 15(10): 985 -1000.
- Adeniran A.E., & Oyelowo M. A.(2013). An EPANET Analysis of Water Distribution Network of the University of Lagos, *Nigeria. Journal of Engineering Research*, 18 (2): 69-83.
- Agathokleous A. & Christodoulou S. (2016). The Impact of Intermittent Water Supply Policies on Urban Water Distribution Networks. *Procedia Engineering*, (162) : 204-211.
- Agathokleous A., Christodoulou C. & Christodoulou S. E. (2017). Influence of intermittent water supply operations on the vulnerability of water distribution networks. *Journal of Hydroinformatics*, 19(6) : 838-852.
- Agnieszka R. Z., Cydzik K. A., Kowalska B. & Kowalski D. (2014). Structure and microbial diversity of biofilms on different pipe materials of a model drinking water distribution systems. *World J Microbiol Biotechnol*, (31) : 37-47.
- Agudelo-Vera C., Avvedimento S., Boxall J., Creaco E., de Kater H., Di Nardo A., Djukic A., Doutré I., Fish K. E., Rey I. L. P., Nenad J., Heinz E. J., Kapelan Z., Solano J.M., Piller O., Pachongo C. M., Quintiliani C., Rucka J., Tuhovcák L. & Blokker M. (2020). Drinking Water Temperature around the Globe: Understanding, Policies, Challenges and Opportunities. *Water*, 12(4) : 1049
- Aka N., Traoré A., Dangui N. P. & Gboko Y. D. A. (2023). Suivi de la turbidité et des matières en suspension dans les rivières côtières en milieu tropical : cas de la Mé et de l'Agneby (sud-est de la Côte d'Ivoire). *Journal of Applied Biosciences*, 2023 : 19103 – 19122.

REFERENCES

- Alemtsehay G. S. & Tiku T. T. (2016). Conception d'un modele hydraulique pour le reseau de distribution d'eau potable de Monzougoudo au Benin. *Water Resour Manage* : 5351–5367.
- Amir N. & Brans J. (2019). Cost–Benefit Prediction of Asset Management Actions on Water Distribution Networks. *Water*, 11(8): 1542-1452.
- Anele A. O., Todini E., Yskandar H. & Abu-Mahfouz A. (2018). Predictive Uncertainty Estimation in Water Demand Forecasting Using the Model Conditional Processor. *Water*, 10(4) : 478-496.
- Augeard B., Berrebi R., Gascuel C. & De-Menthière N. (2023). De la gestion quantitative de l'eau à celle des écosystèmes aquatiques. Démarches et outils développés dans le cadre du partenariat INRAE-OFB. *Sciences Eaux & Territoires*, (42) : 1-4.
- Avvedimento S., Todeschini S., Manenti S. & Creaco E. (2022). Comparison of Techniques for Maintaining Adequate Disinfectant Residuals in a Full-Scale Water Distribution Network. *Water*, 14(7) : 1029-1051.
- Avvedimento S. T. S., Giudicianni C., Di-Nardo A., Walski T. & Creaco E. (2019). Flowing Blow-Offs: A Solution to Maintain Adequate Disinfectant Residuals of Dead-End Nodes in WDNs. *Proceeding of the 4th International Electronic Conference on Water Sciences*, 13–29 November 2019, Roma, Italy, pp 1- 7.
- Awe O. M., Okolie S. T. A. & Fayomi O. S. I. (2019). Optimization of Water Distribution Systems: A Review. *Journal of Physics*: 1378(2) : 2068-2078.
- Ayari K. & Chabaane L. Z. (2015). Conception d'un modèle de données pour les réseaux d'eau potable de la Sonede : validation sur le réseau d'Amilcar. *Proceedings of the Spatial Analysis and Geomatics conference, Sageo*, pp 15-68.
- Aziz F., Farissi M., Khalifa J., Ouazzani N. & Mandi L. (2014). Les réservoirs de stockage d'eau traditionnel: caractéristiques, popularité et problèmes. *International Journal of Innovation and Scientific Research*, 11 (1) : 83-95
- Bakayoko B. A., Gbagbo T. A., Tiade M. L., Gouedan M. D., Kouakou S. J., N'cho A. C., Oga A. S. & Kouadio L. (2022). Assessment of the health risks associated with the consumption of water rich in fluorides in Boguédia (Côte d'Ivoire). Evaluation des risques sanitaires associés à la consommation d'une eau riche en fluorures à Boguédia (Côte d'Ivoire). *Environmental and Water Sciences, Public Health & Territorial Intelligence journal*, 6 (4) : 903-915.

REFERENCES

- Barbier R. (2015). Le modèle institutionnel de l'eau potable au défi de sa durabilité : enjeux, acteurs et dynamiques de rationalisation en France métropolitaine. *Politiques et management public*, 32 (2) : 129-145.
- Baziz N. (2018). Contribution à la caractérisation et à la modélisation du cycle de l'eau potable et les risques associés dans la Wilaya de Batna (Approche par SIG). (PHD), Université Mostafa Ben Boulaid Batna 2, Rapport de thèse de Doctorat, 206 p.
- Bedjaoui A. & Achour B. (2015). Détermination des débits en route dans un réseau maillé par la Méthode du Modèle Rugueux de référence (MMR). *Courrier du Savoir*, N° 19, 8p.
- Bedjaoui M., Abidi S., Jemli M., & Boumaiza M. (2015). Qualité des eaux du cours principal de la Medjerda (Tunisie et Algérie) et trois de ses affluents Nord. *Hydrological Sciences Journal*, 60 (9), 1607-1619.
- Bedjaoui A. A. B. (2014). Dimensionnement des réseaux de distribution d'eau potable par la méthode du modèle rugueux de référence (MMR). *Courrier du Savoir*, N°18, 9 p.
- Bello O., Abu-Mahfouz A., Hamam Y., Page P., Adedeji K. & Piller O. (2019). Solving Management Problems in Water Distribution Networks: A Survey of Approaches and Mathematical Models. *Water*, 11(3) : 1-29
- Ble L. O., Degny. S. G., Douampo A. & Soro T. D. (2021). Qualité physico-chimique des eaux d'adduction publique issues d'une station de traitement d'Abidjan (cas de la station zone Nord d'Adjamé). *Afrique Science*, 18(2) : 81 - 93.
- Boillot M. & Nauleau F. (2019). Risque d'erreur sur un diagnostic de non-conformité en chlorure de vinyle. *Techniques Sciences Méthodes*, 1 (2) : 49-56
- Boix M. (2011). Optimisation multicritère de réseaux d'eau. Institut National Polytechnique de Toulouse, Discipline ou spécialité : Génie des Procédés et de l'Environnement. Université de Toulouse, rapport de thèse de doctorat, 204p.
- Boudia S. M. (2024). Wind resource assessment in Algeria. *Sustainable Cities and Society*, 22, 171-183.
- Boumelita D. (2019). Contribution à l'étude de la sûreté de fonctionnement d'un système d'alimentation en eau potable. (Phd), Université badji Mokhtar-Annaba, 146 p.
- Boumelita D., Ouerdachi L. & Debbache N. E. (2018). Contribution to study of the dependability of a drinking water system. *Journal of Water and Land Development*, 38 (8) :11-18
- Boutebba K., Bouziane M.T. & Bouamrane A. (2014). Aide a la decision pour l'optimisation de la gestion des reseaux d'alimentation en eau potable. *Larhyss Journal*, 2014 (20) : 279-296.

REFERENCES

- Boxall J., Douterelo I., Fish K. E. & Husband S. (2016). Linking discolouration modelling and biofilm behaviour within drinking water distribution systems. *Water supply*, 16(4) : 942-950.
- Brou Y.T., Akindès F. & Bigot S. (2005) : La variabilité climatique en Côte d'Ivoire : entre perceptions sociales et réponses agricoles. *Cahiers Agricultures*, 14 (6) : 533-540.
- Bwir C., Onchiri R. & Mburu N. (2015). Simulation of pressure variations within kimilili water supply system using Epanet. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 6 (4) : 28-38.
- Carlier O. S. B. (1972). Calibration of a finite element model for isolated bolted end-plate steel connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 44 (3), 225-262.
- Christopher B., Richard O. & Njenga M. (2015). Simulation of pressure variations within kimilili water supply system using Epanet. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 6 (4): 28-38
- Ciaponi C., Creaco E., Di N. A., Di N. M., Giudicianni C., Musmarra D. & Santonastaso G. (2019). Reducing Impacts of Contamination in Water Distribution Networks: A Combined Strategy Based on Network Partitioning and Installation of Water Quality Sensors. *Water*, 11(6) :1- 16
- Commune H. (2011). Etude sur une modélisation et diagnostic du réseau d'eau potable de la commune d'Huez. *Sogreah*, 55 p.
- Cowle M. W. G., Babatunde A. O., Bockelmann-Evans B. N. & Weightman A. J. (2020). Impact of flow hydrodynamics and pipe material properties on biofilm development within drinking water systems. *Environ Technol*, 41(28) : 3732-3744.
- Cremona C., L.-G. Y., Royet P. & Sanz C. (2016). Méthodes de programmation à court terme des travaux d'entretien et de rénovation du patrimoine. *Sciences Eaux & Territoires*, 20 (9) : 62-69.
- David K. L., Jangho P. & Güzin B. (2018). Data-Driven Water Allocation under Climate Uncertainty: A Distributionally Robust Approach. Publication. *ResearchGate*, 24 p.
- De - Paola F., Galdiero E., Giugni M., Papa R. & Urciuoli G. (2014). Experimental Investigation on a Buried Leaking Pipe. *Procedia Engineering*, 89 : 298-303.
- Delor .(1995). Carte des formations géologiques du département de Daloa.
- Demassue L. G. (1994). Quantification of water losses and performance analysis of drinking water supply systems in northern Algeria-case study in the Medea region. *Studies in Engineering and Exact Sciences*, 5 (1), 242-256.

REFERENCES

- Di N. A., Di N. M., Gargano R., Giudicianni C., Greco R. & Santonastaso G. F. (2018 a). Performance of partitioned water distribution networks under spatial-temporal variability of water demand. *Environmental Modelling & Software* 101: 128-136.
- Di N A., Giudicianni C., Greco R., Herrera M. & Santonastaso G. (2018 b). Applications of Graph Spectral Techniques to Water Distribution Network Management. *Water*, 10(1) : 1-16
- Diabagate A., Konan G. H. & Koffi A. (2016). Stratégies d’approvisionnement en eau potable dans l’agglomération d’Abidjan (Côte d’Ivoire). Drinking water supply strategies in Abidjan agglomeration (Ivory Coast). *Geo-Eco-Trop*, (4) : 345-360.
- Dini M. & Tabesh M. (2014). A New Method for Simultaneous Calibration of Demand Pattern and Hazen-Williams Coefficients in Water Distribution Systems. *Water Resources Management*, 28(7) : 2021-2034.
- Diop C., Bah F., Lam A., Cabral M., Fedior S. & Fall M. (2021). Approvisionnement en eau dans la commune des Parcelles Assainies de Dakar (Sénégal): perception de la qualité et pratiques des populations. *European Scientific Journal*, 17 (7) : 256 - 271.
- Douterelo I., Husband S., Loza V. & Boxall J. (2016). Dynamics of Biofilm Regrowth in Drinking Water Distribution Systems. *Appl Environ Microbiol*, 82(14) : 4155- 4168.
- Douterelo I., Sharpe, R. & Boxall J. (2014). Bacterial community dynamics during the early stages of biofilm formation in a chlorinated experimental drinking water distribution system: implications for drinking water discolouration. *J Appl Microbiol*, 117(1) : 286-301.
- Duchesne S., Bouzida N., Chahid N. & Villeneuve J. P. (2012). Modélisation de la corrosion des conduites d'eau potable en fonte de la ville de Québec (Québec, Canada). Centre Eau Terre et Environnement, Institut National de la Recherche Scientifique (INRS-ETE) Université d'avant-garde Rapport de recherche No R-1314, 124 p.
- Eddy R. C. M., Sandraz A.C., Pillot J. & Denis Gilbert. (2013). Introduction de la pression et du nombre de branchements dans les indicateurs français de pertes des réseaux d’eau potable, Paris, France. 15 p.
- Eddy R., Lapuyade F., De Grissac B. & Bremond B. (2015). Annualizing metered volumes in water balance. *Water Utility Journal*, 10: 5-14.
- Eddy R., Khedhaouria D., Clauzier M., Nafi A., Wittner C. & Werey, C. (2012). Leakage reduction in drinking water networks: Indicators and methodologies for the definition, implementation and assessment of policies against leaks in drinking water networks: Practical sheets. Réduction des fuites dans les réseaux d’alimentation en eau potable :

REFERENCES

- Systèmes d'indicateurs et méthodologies pour la définition, la conduite et l'évaluation des politiques de lutte contre les fuites dans les réseaux d'eau potable : Fiches pratiques. *Hal*, 5 p.
- Eldin M. (1971). Le milieu naturel de Côte d'Ivoire. Mémoire ORSTOM, Paris, 50 : 73 - 108.
- El-Ghandour H. A. & Elansary A. S. (2019). Optimal selection of pressure relief valve parameters for surge pressure control in water distribution systems. *Urban Water Journal*, 16(4) : 269-276.
- El-Ghachtoul Y., Mhamidi A. M. & Gabi H. (2005). Eutrophisation des eaux des retenues des barrages Smir et Sehla (maroc) : causes, conséquences et consignes de gestion Eutrophication of the Smir and Sehla reservoirs (Morocco) : causes, consequences and tools to aid in wate management. *Revue des sciences de l'eau*, 18 : 75-89.
- Elmeddahi Y. (2023). Variabilité climatique et détection de tendance dans la relation pluie-débit pour l'évaluation des risques de sécheresse dans le bassin de l'oued Ouahrane (Algerie). *Tech. Sci. Méthodes*, 111, 141-164.
- Erramli H., D. A., Driss C., Moustafa D., Najjat H. & Srhiri A. (2014). Étude de la dégradation d'une canalisation de conduite d'eau en béton armé. *Afrique Science*, 10(1) : 1-9
- Essoyeke B. & Musandji F. (2015). Conjunctive Use of Engineering and Optimization in Water Distribution System Design. *World Journal of Engineering and Technology*, 3 : 158-175.
- Essoyeke B. (2014). Nouvelle approche pour le dimensionnement et l'optimisation de la gestion des réservoirs et de la qualité de l'eau potable dans les réseaux de distribution. (Ph.D. thesis), École Polytechnique de Montréal, rapport de thèse de doctorat, 186 p.
- Ettouhami M. K. (2014). Contribution aux méthodes de détection des fissures et des obstacles dans les conduites d'eau potable du réseau urbain. (PHD), Université Mohammed V Rabat, Maroc, rapport de thèse de doctorat, 120p.
- Farah E & Shahrour I. (2017). Leakage Detection Using Smart Water System: Combination of Water Balance and Automated Minimum Night Flow. *Water Resources Management*, 31(15) : 4821- 4833.
- Ferrante M. (2018). Diagnosis of a transmission main by means of transients caused by a pump switch-off. *Urban Water Journal*, 15(10) : 1001-1006.
- Fish K. E., Osborn A. M. & Boxall J. (2016). Characterising and understanding the impact of microbial biofilms and the extracellular polymeric substance (EPS) matrix in drinking

REFERENCES

- water distribution systems. *Environmental Science: Water Research & Technology*, 2(4) : 614-630.
- Fish K. E., Collins, R., Green N. H., Sharpe R. L., Douterelo I., Osborn, A. M. & Boxall, J. B. (2015). Characterisation of the physical composition and microbial community structure of biofilms within a model full-scale drinking water distribution system. *PLoS One*, 10(2) : e0115824.
- Fu M., Rong K., Huang Y., Zhang M., Zheng L., Zheng J., Falah M. W. & Zaher M. Y. (2022). Graph neural network for integrated water network partitioning and dynamic district metered areas. *Scientific Reports*, 15 p.
- Fu H. Z., Wang M. H. & Ho Y. S. (2013). Mapping of drinking water research: A bibliometric analysis of research output during 1992–2011 *Science of the Total Environment*, Elsevier, *Science of the Total Environment*, 443: 757–765.
- Gamec J., Basan E., Basan A., Nekrasov A., Fidge C. & Sushkin N. (2021). An Adaptive Protection System for Sensor Networks Based on Analysis of Neighboring Nodes. *Sensors*, 21(18): 6116-6130.
- Gençoğlu, G. & Merzi N. (2017). Minimizing Excess Pressures by Optimal Valve Location and Opening Determination in Water Distribution Networks. *Procedia Engineering*, 319-326.
- Giudicianni C., Campisano A., Di N. A. & Creaco E. (2022). Pulsed Demand Modeling for the Optimal Placement of Water Quality Sensors in Water Distribution Networks. *Water Resources Research*, 58(10) : 1-18
- Giudicianni C. H. M., Di N. A., Creaco E. & Greco R.(2022). A Novel Approach for a Suitable Water Quality Sensor Placement in Water Distribution Systems. *Environnement Sciences. Proceedind*, 21 (69) : 10- 28.
- Giudicianni C., Herrera M., di Nardo A. & Adeyeye K. (2020). Automatic Multiscale Approach for Water Networks Partitioning into Dynamic District Metered Areas. *Water Resources Management*, 34(2) : 835-848.
- Giudicianni C. D. N. A., Di N. M., Greco R., Santonastaso G. & Scala A. (2018). Topological Taxonomy of Water Distribution Networks. *Water*, 10(4) :1- 19.
- Gnamba, F. M., Kpan G. J. O., N'Zue W. & Yeï M. S. (2020). Modélisation hydraulique du réseau d'adduction d'eau potable (AEP) de la ville de Korhogo. *International Journal of Innovation and Scientific Research*, 52(1) : 161-177

REFERENCES

- Gnamba-Yao J. B. & Youan L. G. (2022). Contribution du transport au developpement des milieux ruraux : cas de la commune de Daoukro (Côte d'Ivoire). *Revue Espace Géographique et Société Marocaine*, 56(1) : 215-245.
- Gokpeya M. B., Claon J. S., Oga S., Sackou K. J. & Kouadio K. L. (2017). Evaluation des performances d'un filtre a eau en ceramique a Abidjan, Côte d'Ivoire. *Cahier de Santé Publique*, 16 (1) : 43-53.
- Gomes I. B., Lemos M., Fernandes S., Borges A., Simoes L. C. & Simoes M. (2021). The Effects of Chemical and Mechanical Stresses on *Bacillus cereus* and *Pseudomonas fluorescens* Single- and Dual-Species Biofilm Removal. *Microorganisms*, 14 p.
- Gomis J. S. & Thior M. (2020). Acces a l'eau potable et a l'assainissement dans les quartiers informels de la commune de Ziguinchor (Sénégal) : l'exemple de Nema 2 et Coboda. *Larhyss Journal*, 41 : 27- 46.
- Goswami P. & Dutta G. (2020). Evaluation of DSSAT model (CERES rice) on rice production: A review. *International Journal of Chemical Studies*, 8(5) : 404–409.
- Gouanene D. C. (2017). Etalement Urbain Et Tensions Foncières Dans Les Villages Peripheriques De Daloa (Centre-Ouest, Cote d'Ivoire). *European Scientific Journal, edition*, 13 (35) : 217-233
- Goyal R. V. & Patel H. M. (2014). Analysis of residual chlorine in simple drinking water distribution system with intermittent water supply. *Applied Water Science*, 5(3) : 311-319.
- Goyal R. V. & Patel H. M. (2014). Analysis of residual chlorine in simple drinking water distribution system with intermittent water supply. *Applied Water Science*, 5(3) : 311-319.
- Guhl F. & Brémond B. (2010). Optimisation du fonctionnement des réseaux d'eau potable Prise en compte de l'aspect stochastique de la demande. Ingénieries eau-agriculture-territoires, *Lavoisier*, 10 : 15-23.
- Guilherme P. P. (2011). High Performance Hydraulic Simulations on the Grid using Java and ProActive. (PHD), Université de Nice - Sophia Antipolis, *Open science*, 97 p.
- Güngör M., Yazar U., Cantürk Ü. & Fırat M. (2019). Increasing performance of water distribution network by using pressure management and database integration. *Journal of Pipeline Systems Engineering Practice*, 10(2) : 15-30.
- Hafeman D., Factor-Litvak P., Cheng Z., van Geen A. & Ahsan H. (2007). Association between Manganese Exposure through Drinking Water and Infant Mortality in Bangladesh. *Environmental Health Perspectives*, 115(7) : 1107–1112.

REFERENCES

- Hammouda B. A. & Sebei S. (2022). L'impact de la variabilité pluviométrique sur l'apport des barrages et l'approvisionnement des villes en eau potable en Tunisie. 35ème colloque annuel de l'Association Internationale de Climatologie, pp 77
- Harrouz O. B. B., Habi M. & Harrouz A. (2017). Modele de simplification des reseaux d'eau potable. *Larhyss Journal*, 30 : 253-272.
- Henri C. F. A. (2019). Présentation d'une simulation hydraulique pour le management d'un réseau unique proposé des trois (3) communes de Trou-du-Nord, Terrier-Rouge et Caracol, dans le cadre d'approvisionnement en eau potable du Nord-est d'Haïti. Extraits inédits de la thèse de doctorat de l'auteur soutenue à Madison International Institute and Business School, 25 p.
- Houngbedji E.A. (2022). Approche économique des performances a long terme des services d'alimentation en eau potable par les préférences des usagers. (PHD), Université de Bordeaux, *Open science*. Rapport de thèse de doctorat, 299 p.
- Hountondji B. & Codo F. P. (2019). Conception d'un modele hydraulique pour le reseau de distribution d'eau potable de Monzoungoudo au Benin. *Larhyss Journal*, (38) : 71-91
- Husson A. M. A., Payant A., Rulleau B., Renaud E., Caillaud K., Collet M., Rodriguez N., Baati S., Fidelle S. & Le-Gat Y. (2022). Gestion Patrimoniale Multi-Echelles des réseaux d'eau potable. Rapport intermédiaire, *Hal*, 15 p.
- Husson A. L.-G. Y., Vacelet A., Stricker A. E., Lolmède P., Wittner C. & Renaud, E. (2021). Mieux connaître le réseau d'eau potable français. Synthèse de l'étude du patrimoine des réseaux d'eau potable. <https://professionnels.ofb.fr/fr/doc-memos-syntheses-eaufrance/mieux-connaître-reseau-deau-potable-francais>. *Hal*, 18 p.
- Husson A., Vacelet A., Stricker A. E., Bréjoux E. & Eddy R. (2018). Améliorer la connaissance des réseaux d'eau potable à l'échelle nationale : analyse des données disponibles. *Techniques Sciences Méthodes*, 10: 41-54.
- INS. (2021). Recensement général de la population et de l'habitat de Côte d'Ivoire. Rapport de synthèse, volume des fiches monographiques des localités : région du Haut-Sassandra. INS Abidjan, 50 p.
- Jaumouillé, E. (2009). Contrôle de l'état hydraulique dans un réseau d'eau potable pour limiter les pertes. Mathématiques (PHD), Université Sciences et Technologies - Bordeaux , rapport de thèse de doctorat, 137 p.
- Jovanovic B. D. O., Baudin I., Reungoat J., Guey L. & Brehante A. (2020). Évaluation d'un procédé d'affinage sur charbon actif en grains à l'échelle pilote pour le traitement

REFERENCES

- d'une sélection de micropolluants peu adsorbables. *Techniques sciences méthodes* : 11 - 24
- Justice, J. N. & Kritchevsky, S. B. (2020). The Effect of Biofilm Growth on Wall Shear Stress in Drinking Water PVC Pipes. *Pol. J. Environ. Stud*, 24(6) : 2479-2483.
- Kakoutouli Y., Madjigoto R., Ndamé P. J. & Ndjéto T. P. I. M. (2019). Apport des Systèmes d'Information Géographiques (SIG) dans la gestion et le suivi des réseaux d'Adduction d'Eau Potable (AEP) dans la ville de Lomé. Cas des réseaux des quartiers de Vakpossito et Dabarakondji. *Annales de l'Université de Moundou*, 26 p.
- Kanakoudis V. & Stavroula Tsitsifli S. (2019). Water Networks Management: New Perspectives. *Water*, 11 (239) : 1- 4.
- Kanakoudis V., Tsitsifli S., Samaras P. & Zouboulis A. I. (2015). Water Pipe Networks Performance Assessment: Benchmarking Eight Cases Across the EU Mediterranean Basin. *Water Quality and Exposure and Health*, 7(1) : 99-108.
- Kanakoudis V. & Gonelas K. (2014). Applying preure management to reuce water losses in two greek cities' WDSs : expectation, problems, reults and revisions. *Elsevier, precedia engineering*, 89 : 318-325.
- Kanakoudisa, V. & Gonelasa K. (2014). Developing a methodology towards full water cost recovery in urban water pipe networks, based on the "user-pays" principle. *Elsevier, Procedia Engineering*, 70 : 907 – 916.
- Kangombe K. T. (2023). La qualité physico-chimique de l'eau de consommation dans la zone d'Illet au Kenya. *Journal International Sciences et Technique de l'Eau et de l'Environnement*, 1: 54-60.
- Kanouo B. M. D., Tsoheng M. D., Fonteh M. F., Sagne J. M., Ndongsong B. L. & Sobze M. S. (2022). Diagnostic en vue de l'élaboration d'une stratégie municipale concertée pour l'accès à l'eau potable et l'assainissement : Cas de la commune de Kye-Ossi au Sud-Cameroun. *International Journal of Biological and Chemical Sciences*, 15(7) : 120-130.
- Karim C. (2014). Maitrise des pertes sur les réseaux d'eau potable: Mise en place d'un modèle de fuites multi-états en secteur hydraulique instrumenté. (PHD), École Doctorale Mathématiques et Informatique, Université de Bordeaux, France.134 p.
- Kassi K. J. C., Kamagaté S. A., Soro L. N. & Aloko N. J.(2023). Production et accès a l'eau potable dans la ville de korhogo. *Revue Internationale du Chercheur*, 4 (4) : 2726-5889.

REFERENCES

- Kayser G., Loret J. F., Setty K., Blaudin D. T. C., Martin J., Puigdomenech C. & Bartram J. (2019). Water safety plans for water supply utilities in China, Cuba, France, Morocco and Spain: costs, benefits, and enabling environment elements. *Urban Water Journal*, 16(4): 277-288.
- Khatavkar P. & Mays L. (2019). Optimization-simulation model for real-time pump and valve operation of water distribution systems under critical conditions. *Urban Water Journal*, 16(1) : 45-55.
- Khedimallah A. (2014). Calage des reseaux d'aep via les algorithmes genetiques application sur le reseau de mohammadia (W. ALGER) (Mémoire De Master, Option : Systèmes d'Alimentation en Eau Potable). Ecole nationale superieure d'hydraulique -arbaoui abdellah, departement : hydraulique urbaine, Algérie 56 p.
- Kinet N., Zraick F. & Rabaud B. (2018). Enseignements issus de 122 diagnostics structurels de conduites de distribution d'eau potable. Suez - Centre international de recherche sur l'eau et environnement. *Techniques Sciences Méthodes*, 6p.
- Koffi B. (2022). Fonctionnement hydroclimatique du bassin versant de la rivière Lobo à Nibéhibé : Modélisation de la sédimentation dans la zone de captage pour l'approvisionnement en eau potable de la ville de Daloa (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire). Université Jean Lorougnon GUÉDE, Rapport de Thèse de Doctorat, 257 p.
- Kouadio K. J. O. (2022). Modélisation du mode de recharge et du transfert des polluants vers les eaux souterraines du bassin versant de la Lobo à Nibéhibé (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire). Laboratoire des Sciences et Technologie de l' Environnement , UFR Environnement, Université Jean Lorougnon Guédé (Daloa, Côte d'Ivoire). Rapport de Thèse de Doctorat, 280 p.
- Kouadio E. F. (2021). Facteurs associés à la qualité et évaluation des risques sanitaires liés à l'eau de consommation de sept localités de la Côte d'Ivoire. Génies des procédés environnementaux, Spécialité Sécurité et Environnement, Institut National Polytechnique Félix HOUPHOUËT-BOIGNY, Yamoussoukro, Côte d'Ivoire, rapport de Thèse de Doctorat, 178 p.
- Kouadio N. C., Bié G. R. & Gbangbot J. M. K. (2020). Modélisation des ressources manganésifères de la zone B-Centre (gisement de manganèse de Lauzoua, Côte d'Ivoire). *European Scientific Journal*, 16(2) : 105 -125.
- Kouamé K B., Briton B. G. H., Konan K. S. & Gueu S. (2023). Monitoring of Drinking Water's Quality for Adjustment of the Production Station: Case of Gagnoa Drinking

REFERENCES

- Water Treatment Station, Ivory Coast. *International Journal of Chemical Separation Technology*. 9(2) : 20 –28p.
- Kouamé K. B. (2021). Qualité et vulnérabilité à la pollution des ressources en eau destinées à la potabilisation cas des lacs Guessabo et Dohou (Ouest de la Côte d'Ivoire). Rapport de Thèse de doctorat, Université Jean Lorougnon Guédé, 358 p.
- Kouame Y. F., Kedi A. B. B., Kouassi S. S., Konan N. J. A., Assohoun E. S., Yapo O. B. & Gnagne T. (2021). Caractéristiques physico-chimiques des eaux de forages à usage domestique dans la ville de Daloa (centre-ouest de la Côte d'Ivoire). *International Journal of Biological and Chemical Sciences*, 15(2) : 835-845.
- Kouao A. A., Affoué B. Y., Tanoh J. - J. K., Brou D. & Lazare K. K. (2021). Analyse du fonctionnement hydraulique du réseau de distribution d'eau potable de la localité de N'Zianouan, Sud de la Côte d'Ivoire. *International Journal of Innovation and Applied Studies*, 40(3) : 778-791
- Kouassi A.A.M., Kouassi K.L. & Gnagne T. (2023). Impact of the Condition of Drinking Water Supply Networks on the Quality of Water Intended for Consumption: The Case of the Network in the Commune of Daloa (Central West of Côte d'Ivoire). *Journal of Water Resource and Protection*, 20 (15) : 677- 691.
- Kouassi P. J. & Dally D.M. (2022). Dysfonctionnement structurant du cadre de vie des périurbains: cas de Gonzague-Anani dans la commune de Port-Bouët (Côte d'Ivoire). *Revue Africaine des Sciences Sociales et de la Santé Publique*, 4 (2) : 42-51.
- Kouassi K. L. (2007). Hydrologie, transport solide et modélisation de la sédimentation dans les lacs des barrages hydroélectriques de Côte d'Ivoire : Cas du lac de Taabo. Laboratoire : Géosciences et Environnement, Université d'Abobo-Adjamé, Abidjan, Côte d'Ivoire, Rapport de thèse de doctorat, 221 p.
- Koukougnon W. G., Loba A. D. F. V. & Guédé M. C. (2019). Méthodologie pour la cartographie de la couverture en équipement de service d'eau potable dans l'espace rural. *Cahiers de géographie du Québec*, 63 : 179-180, September–December 2019, 13 p.
- Koukougnon W. G. (2016). L'approvisionnement en eau potable dans la ville de Divo (Sud de la Côte d'Ivoire) The drinking water supply in the city of Divo (the south of Ivory Coast). *Revue scientifique et technique LJEE*, 16(28) : 38-45.
- Koukougnon, G. W. & Alloko-N'guessan J. (2015). Les inégalités dans l'approvisionnement en eau potable à Abidjan. *Sciences et Techniques, lettre, Sciences sociales et humaines*, 31 (1) : 23-45.

REFERENCES

- Koukougnon, W. G. (2015). Stratégies d'accès à l'eau potable dans un quartier défavorisé: cas de Gobelet dans la commune de Cocody (Abidjan-Côte d'Ivoire). *Revue Canadienne de Géographie Tropicale*, 2 (2) : 60-72.
- Koukougnon. W. G. (2012). Milieu urbain et acces a l'eau potable : cas de Daloa (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire). (PHD), Université Félix Houphouët Boigny, rapport de thèse de dooctorat, 364 p.
- Kourbasis N., P. M., Tsitsifli S. & Kanakoudis V. (2020). Optimizing Water Age and Pressure in Drinking Water Distribution Networks. 4th EWaS International Conference: Valuing the Water, Carbon, Ecological Footprints of Human Activities. *Environnemental sciences proceding*, 2 (1) : 51 -60.
- Kravvari A., Kanakoudis V. & Patelis M. (2018). The Impact of Pressure Management Techniques on the Water Age in an Urban Pipe Network: The Case of Kos City Network. *Proceedings*, 2 (11): 699-708.
- Krayenbühl N. (1993). De novo versus transformed atypical and anaplastic meningiomas: comparisons of clinical course, cytogenetics, cytokinetics, and outcome. *Adduction en Eau Potable*, 61 (3), 495-504.
- Kulat K. & Gupta A. D. (2018). Leakage reduction in water distribution system using efficient pressure management techniques. Case study: Nagpur, India. *Water supply*, 18(6) : 2015-2027.
- Lalla S. M., Tabellenkou B. A. D., Yahya M. S., Bouna O.M., Mougev E. E. H., Abdellahi B., Sid'Ahmed K.M. & Mohamed F. (2022). Analyse physico-chimique de l'eau distribuée à la ville de Nouakchott. *Journal de la Société Chimique de Mauritanie, Proceeding of the JIC 2021*, 03 : 64-67.
- Large A. (2015). Une meilleure gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable : le modèle de prévision du renouvellement à long terme Optimeau. *Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Bayonne, France. *HAL*, 19 p.
- Large A. T. M., Elachach M.S., Le-Gat Y., Eddy R. & Breysse D. (2015 a). Optimization Of Future Drinking Water Pipe Renewal Under Uncertainty. 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability, ICASP12 Vancouver, Canada. *Civil Engineering*, 8 p.
- Large A., Tomasian M., Elachach M.S., Le-Gat Y., Eddy R. & Breysse D. (2015 b). Optimisation du renouvellement des canalisations d'eau potable : un nouvel indicateur long terme de prédiction des défaillances. *HAL*, 9 p.

REFERENCES

- Large A., Le-Gat Y., Elachachi S. M., Eddy R. & Breysse D. (2014). Optimisation du renouvellement des canalisations d'eau potable : méthodes à " long terme " et à " court terme. 32èmes Rencontres de l'Association Universitaires de Génie Civil (AUGC), Orléans, *Hal*, 11 p.
- Lasm T., Kouamé F., Oga M.S., Jourda J. R. P., Soro N. & Kouadio H.B. (2004). Etude de la productivité des réservoirs fracturés des zones de socle. Cas du noyau archéen de Man- Danané (ouest de la cote d'ivoire). *Rev. Ivoir. Sci. Technol*, 6 : 97 – 115.
- Lee D., Calendon G., Kopec K., Henry R., Coutts S., McCarthy D. & Murphy H. M. (2021). The Impact of Pipe Material on the Diversity of Microbial Communities in Drinking Water Distribution Systems. *Front Microbiol*, 12 :1- 14.
- Levy B. I., Asmar R., Benetos A., Topouchian J., Laurent P., Brisac A.-M., & Target R. (2018). Assessment of Arterial Distensibility by Automatic Pulse Wave Velocity Measurement: Validation and Clinical Application Studies. *Hypertension*, 26 (3), 485-490.
- Li X.F. & Mitch W. A.(2018). Drinking Water Disinfection Byproducts (DBPs) and HumanHealth Effects: Multidisciplinary Challenges and Opportunities. *Environmental Science & Technology*, 52 (4) :1681-1689.
- Ligban R. (2009). Caractérisation hydrogéologique et origine des eaux de sources naturelles dans le degre carre de Daloa (Centre-Ouest ; Côte d'Ivoire). Université Nangui Abrogoua, Rapport de Thèse de Doctorat, 135 p.
- Loudjani N. (2022). Développement d'algorithmes pour l'analyse des séries temporelles des données de production d'eau potable. Faculté de Sciences et de la technologie, Département : Génie civil et hydraulique, Université Mohamed Khider Biskra, 178p.
- Lucchini R.G., Aschner M., Yangho K. & Šarić M. (2015). Manganese. In: Handbook on the Toxicology of Metals, *Elsevier*, pp: 975–1011.
- Lydon T., Coughlan P. & McNabola A. (2017). Pressure management and energy recovery in water distribution networks: Development of design and selection methodologies using three pump-as-turbine case studies. *Renewable Energy*, 114 : 1038-1050.
- Mangoua-Allali A. L.C., N'da A. C., Kouame N. A. C. & Coulibaly L. (2021). Évaluation de la qualité physico-chimique et bactériologique des eaux de puits et du marigot de la ville de Bocanda, Côte d'Ivoire. *Afrique Science*, 19(3): 16 - 27.
- Matías M.S.A. (2008). Contamination en métaux lourds des eaux de surface et des sédiments du Val de Milluni (Andes Boliviennes) par des déchets miniers. Approches

REFERENCES

- géochimique, minéralogique et hydrochimique. Thèse de Doctorat en Science et Gestion de l'Environnement, Université Toulouse III - Paul Sabatier (France), 489 p.
- Mehdi D. & Asghar A. (2019). Pressure Management of Large-Scale Water Distribution Network Using Optimal Location and Valve Setting. *Water Resources Management*, 33(14) : 4701- 4713.
- Merbouh C.B.K., Zouahri A. & Iounes N. (2020). Evaluation De La Qualité Physico-Chimique Des Eaux Souterraines Au Voisinage De La Décharge Contrôlée Mohammedia-Benslimane : (Étude Préliminaire). *European Scientific Journal*, 6 (16) : 455-470.
- Minaudo C. (2015). Analyse et modélisation de l'eutrophisation de la Loire. École Doctorale E.M.S.T.U., Géosciences Environnement, Laboratoire E.A. 6293 GéoHydrosystèmes COntinentaux (GÉHCO), Université François - Rabelais de Tours, France, rapport de thèse de doctorat, 262p.
- MINHAS P. S. (Éd.) (2022). Abiotic Stress Management for Resilient Agriculture. *Springer* Singapore, 12 p.
- Mona D. (2019). Gestion de la pression dans les réseaux de distribution d'eau potable en vue de la réduction des fuites : évaluation dans le contexte des réseaux Nord-Américains. Rapport de thèse de doctorat, Université du Québec (Québec, Canada), 218 p,
- Mosetlthe, C. T. (2021). Contrôle de la pression sans modèle dans les réseaux de distribution d'eau. (PHD), université Paris-Saclay et de Tshwane University of Technology, Open science, rapport de thèse de doctorat, 1470 p.
- Mosetlthe T., Hamam Y., Du S. & Alayli, Y. (2018). Artificial Neural Networks in Water Distribution Systems: A Literature Synopsis. *International Conference on Intelligent and Innovative Computing Applications (ICONIC)*, 2018 : pp 1-5.
- Mvouezolo L. F. R., Loumpangou N.C., Foto E., Ayessou N., Diop M. G. C. & Ouamba J. M. (2019). Qualité hydrochimique et contamination métallique des eaux distribuées sous canalisation dans la ville de Brazzaville, Congo. *Afrique Science*, 15(1) : 227 - 241.
- Nesrine B. (2021). Drinking water quality assessment using Principal Component Analysis: Case study of the town of Souk Ahras, Algeria. *Egyptian Journal of Chemistry*, 64 (6), 3069-3075.
- N'diaye D. A. T. O., Kankou O. A. S. O.M. & Namr I. K. (2013). Turbidite et matieres en suspension dans l'eau : application a l'évaluation des metaux contenus dans l'eau de la rive droite du fleuve senegal. *Larhyss Journal*, 14 : 93-105.

REFERENCES

- N'guessan B. A. M. (2019). La réparation du dommage à l'environnement du fait des déchets en Côte d'Ivoire. Université Côte d'Azur (Nice, France), rapport PHD, 389 p.
- Nafissa B. (2018). Contribution à la caractérisation et à la modélisation du cycle de l'eau potable et les risques associés dans la Wilaya de Batna (Approche par SIG). (PHD), Université Mostafa Ben Boulaid Batna 2, rapport de these, 206 p.
- Najiba H. J. S., Maria Cunha. & Mahmoud M. (2003). Calcul et optimisation du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Kairouan. *La Houille Blanche*, 89 (6) : 58-62.
- Nardo A. D., Giudicianni C., Greco R., Herrera M. & Santonastaso G. F. (2018). Applications of Graph Spectral Techniques to Water Distribution Network Management. *Water*, 10(45) : 1-16.
- N'Cho J. A. (2022). Amélioration du rendement de réseau par la réduction des pertes physiques. *International Journal of Biological and Chemical Sciences*, 15(7) : 101-119.
- Nel J. B. Mativenga P. T. & Marnewick A. L. (2022). A Framework to Support the Selection of an Appropriate Water Allocation Planning and Decision Support Scheme. *Water*, 14(12) : 1854- 1879.
- Nikolopoulos D., Ostfeld A., Salomons E. & Makropoulos C. (2021). Resilience Assessment of Water Quality Sensor Designs under Cyber-Physical Attacks. *Water*, 13(5) : 23 p.
- Nirsimloo K., Coudert S. & Isambert C. (2018). Étude patrimoniale et financière des services d'eau potable d'Ille-et-Vilaine. *Techniques Sciences Méthodes* , 26 p.
- Ntalani H., NgouanouR. D., Makomo H., Murphy A., Ndinga E., Bounbou-Tsona G., Loumouamou A. N., Mouloungui Z. & Ouamba J. M. (2020). Etudes comparatives de la composition chimique et de l'activité coagulante des graines de *Cucumeropsis mannii* Naud., *Arachis hypogaea* L. et *Moringa oleifera* Lam. dans la clarification des eaux de surface. *Journal of Applied Biosciences*, 145:14974-14984.
- Noufou C. (1998). Déforestation et activités agricoles en Côte d'Ivoire : recherche d'un nouvel équilibre. Thèse de Doctorat, Université Laval, (Laval, Suisse), 159 p.
- O. M. S. (2017). Directives de qualité pour l'eau de boisson. *Creative Commons Attribution*, 564 p.
- Olivier. P., Sedehizade F., Bernard T., Braun M., Cheifetz N., Deuerlein J., Wagner M., Lapébie E., Trick I. & Weber J.M. (2017). Augmented Resilience of Water Distribution Systems following Severe Abnormal Events. Conference: CCWI 2017 – Computing and Control for the Water Industry - Sheffield 5th - 7th September 2017 At: Sheffield, UK, pp 230-239.

REFERENCES

- Ouedraogo E.R., Dibala C.I., Konaté K., Diarra J. & Dicko M.H. (2020). Etude du phénomène de remontée de boue sur le décanteur lamellaire de la station de traitement d'eau de Paspanga au Burkina Faso. *International Journal of Biological and Chemical Science*, 14 (2) : 364-377.
- Oumar F., Ahoussi K.E. & Avy. S.K. (2017). Cartographie et identification des activités sources de nuisances et de pollutions dans le bassin versant du barrage du Kan de Bouaké (Côte d'Ivoire). *European Scientific Journal, ESJ*, 13 (5) : 303-316.
- Pelletier J. (2016). Hillslope Hydrology in Global Change Research and Earth System Modeling. *Water Resources Research*, 55 (2), 1737-1772.
- Piel S., Rodicq C. & Nauleau F. (2020). Modélisation cinétique de l'évolution des trihalométhanes à partir de l'absorbance UV 254 nm après chloration sur un réseau d'eau potable. *Techniques Sciences Méthodes*, 12 p.
- Ponka P., Tenenbein M. & Eaton J.W. (2015). Iron. In: Handbook on the Toxicology of Metals, *Elsevier*, PP 879–902.
- Ricca H., Aravinthan V. & Mahinthakumar G. (2019). Modeling chloramine decay in full-scale drinking water supply systems. *Water Environ Res*, 91(5) : 441-454.
- Ritson J.P., Croft J.K., Clark J.M., Brazier R.E., Templeton M.R., Smith D. & Graham N.J.D. (2019). Sources of dissolved organic carbon (DOC) in a mixed land use catchment (Exe, UK). *Science of The Total Environment*, 666 : 165–175.
- Royet, P., Félix F., Gilbert D., Piller O., Le Gat Y. & Husson A. (2016). Contrôle, régulation et sécurité en temps réel des ouvrages. *Sciences Eaux & Territoires*, 3 (20) :56-60.
- Rulleau B. D.S., Gilbert D., Le Gat Y., Renaud E., Bernard P., Gremmel J., Giard A., Assouan E., Grissac B.D., Eisenbeis P., Husson A., Rambonilaza T. & Stricker A.-E. (2020). Crafting futures together: scenarios for water infrastructure asset management in a context of global change. *Water Supply*, 20 (8): 3052–3067
- Rulleau B., Wery C. & Weber J. M. (2019). Analyse coûts Bénéfices pour l'évaluation de la résilience des réseaux d'eau potable. *Colloque SHF METS RDT « Risques et Résilience dans les territoires*, Oct 2017, Paris-Marne la Vallée, France. pp.7.
- Saadi S., Simonneaux V., Boulet B., Raimbault B., Mougenot B., Fanise P., Ayari H. & Zohra L. C. (2015). Monitoring Irrigation Consumption Using High Resolution NDVI Image Time Series: Calibration and Validation in the Kairouan Plain (Tunisia). *remote sensing*, (7) : 13005-13028.

REFERENCES

- Sangaré M., Sangaré L., Kéita N. & Camara M. (2022). Effets désinfectants de la graine de moringa oleifera sur les coliformes fécaux et totaux des eaux de puits de Nakoyapkala, N'zérékoré, Guinée. *Rev. Ivoir. Sci. Technol*, 40 : 1- 16.
- Santonastaso G. F., Di Nardo A., Creaco E., Musmarra, D. & Greco R. (2021). Comparison of topological, empirical and optimization-based approaches for locating quality detection points in water distribution networks. *Environ Sci Pollut Res Int*, 28(26) : 33844-33853.
- Sayyed A. M. A. H., Gupta R. & Tanyimboh T.T. (2014). Modelling Pressure Deficient Water Distribution Networks in EPANET. *Procedia Engineering*, 89: 626-631.
- Shen Y., Huang C., Monroy G. L., Janjaroen D., Derlon N., Lin J., Espinosa M. R., Morgenroth E., Boppart S. A., Ashbolt N. J., Liu W. T. & Nguyen T. H. (2016). Response of Simulated Drinking Water Biofilm Mechanical and Structural Properties to Long-Term Disinfectant Exposure. *Environ Sci Technol*, 50(4): 779-1787.
- Siroos H. G. A., Givvehchic M. & Mohsen D. D. (2022). Sensor Placement Optimization in Dynamic Water Distribution Network by Considering the Importance of Nodes and Uncertain Contamination Entrance. *Water Research Institute*, 56: 136- 172.
- Spiliotis M. & Tsakiris G. (2017). Uncertainty in the analysis of urban water supply and distribution systems. *Journal of Hydroinformatics*, 19(6): 823-837.
- Spiliotis M. & Tsakiris G. (2016). Uncertainty in the Analysis of Water Conveyance Systems. *Procedia Engineering*, 67: 340-348.
- Stavroula T. & Kanakoudis V.(2022). Identification of Suitable Locations in a Small Water Supply Network for the Placement of Water Quality Sensors Based on Different Criteria under Demand-Driven Conditions. *Water*, 14(2504) : 1-19.
- Stavroula T. & Kanakoudis V. (2020). Developing THMs' Predictive Models in TwoWater Supply Systems in Greece. *Water*, 12 (1422) : 1-14.
- Stavroula, T. & Kanakoudis V. (2020). Determining Hazards Prevention Critical Control Points in Water Supply Systems. *Environnemental Sciences proceeding, Conference: 4th EWaS Int. Conf. "Valuing the Water, Carbon, Ecological Footprints of Human Activities"*, 24-27/6/2020 At: Volos, Greece, pp 146-154.
- Stavroula, T. & Kanakoudis, V. (2018). Disinfection Impacts to Drinking Water Safety. *Proceedings*, 2 (603) :1-7.
- Tabellenkou M. S. L., Dick A. B., Sidi Y. M., Bouna O. M., Hanan E. E. M., Abdellahi B. M., Kankou S. A.M. & Fekhaoui M. (2022). Analyse physico-chimique de l'eau distribuée à la ville de Nouakchott. *Proceeding of the JIC*, 3: 64-67.

REFERENCES

- Tahoux T.M. (1995). Effets des systèmes énergétiques sur l'environnement : le cas de la Côte d'Ivoire. Rapport final du programme énergétique Africain, BAD , Abidjan, 99 p.
- Tanyimboh T. T. & Czajkowska A. M. (2018). Joint Entropy Based Multi-Objective Evolutionary Optimization of Water Distribution Networks. *Water Resources Management*, 32(8) : 2569-2584.
- Tanyimboh T. T. & Seyoum A. G. (2016). Multiobjective evolutionary optimization of water distribution systems: Exploiting diversity with infeasible solutions. *J Environ Manage*, 08(48) : 133-141.
- Taofic B., Gossou H., Edmond C. A. & Moudachirou A. (2012). Régime de consommation en eau et son utilisation dans le calcul des réseaux d'alimentation en eau potable. *Rev. Ivoir. Sci. Technol*, 19 : 159 – 174.
- Tchougourou, D. H. (2022). Contribution à l'optimisation de la gestion intégrée des infrastructures urbaines. (phD), École de Technologie Supérieure, Université du Québec, Québec, Canada, rapport de Thèse, 176 p.
- Tsagkari E., & Sloan, W. T. (2018). Turbulence accelerates the growth of drinking water biofilms. *Bioprocess Biosyst Eng*, 41(6): 757-770.
- Tsitsifli S., Kanakoudis V., Kouziakis C., Demetriou G. & Lappos S. (2017). Reducing non-revenue water in urban water distribution networks using DSS tools. *Water Utility Journal*, 16: 25-37.
- Vairagade S. A., Sayyed M. A. H., & Gupta R. (2015). Node Head Flow Relationships in Skeletonized Water Distribution Networks for Predicting Performance under Deficient Conditions. Conference: World Environmental and Water Resources Congress, pp 810-817
- Wasserman G.A., Liu X., Parvez F., Ahsan H., Levy D., Factor-Litvak P., Kline J., van Geen A., Slavkovich V., LoIacono N.J., Cheng Z., Zheng Y. & Graziano J.H. (2006). Water Manganese Exposure and Children's Intellectual Function in Araihaazar, Bangladesh. *Environmental Health Perspectives*, 114(1) : 124–129.
- Wei L., Gao Y., Shen J., Guan C. & Wang Y. (2022). Estimation of leak area-pressure relationship for cracks on water pipes using models based on linear-elastic fracture mechanics. *Water Research*, 211: 118692-12.
- Weinberg E.D. (2000). Microbial pathogens with impaired ability to acquire host iron. *BioMetals*, 13(1) : 85–89.

REFERENCES

- Werey C., Charrierre S., Cherqui F., Renaud E. & Nirsimloo K. (2018). Gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable et d'assainissement : les apports des guides Astee. *Techniques Sciences Méthodes*, 10 (18) :23-32.
- Werey, C., Le Gat, Y., Curt, C., Tourment, R. & Tacnet, J. M. (2018). Asset management for water and sewer networks, levees and mountain protection works: sectorial developments and crossed perspectives Gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable et d'assainissement, des digues et des ouvrages de protection en montagne . *Approches sectorielles et réflexion croisée*, 12 : 161-182.
- Werey C. B. E., Butez I., Chalvihnac G., Charrierre S. Nicolas D. S. M., Doue S., Gibaud C., Hunault A., Jolly M., Requis E., Sinagra V., Tcheng J., Taisne R. & Verdon D. (2017). Gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable et d'assainissement : Approches croisées techniques, comptables et financières pour la gestion des immobilisations et analyse des couts au travers des activités du service. *Techniques Sciences Méthodes*, 9 : 49-62.
- Yan D., Werners S. E., Huang H. Q. & Ludwig, F. (2016). Identifying and Assessing Robust Water Allocation Plans for Deltas Under Climate Change. *Water Resources Management*, 30(14) : 5421-5435.
- Yao A. B. (2015). Evaluation des potentialités en eau du bassin versant de la lobo en vue d'une gestion rationnelle (Centre-ouest de la Côte d'Ivoire). Université Nangui Abrogoua (Abidjan, Côte d'Ivoire), Rapport de Thèse de Doctorat, 225 p.
- Yao T. K., Oga M. S., Fouche O., Baka, D., Pernelle C. & Biemi J. (2013). Évaluation de la potabilité chimique des eaux souterraines dans un bassin versant tropical : Cas du Sud-Ouest de la Côte d'Ivoire. *International Journal of Biological and Chemical Sciences*, 6(6) : 7069-7086
- Yetongnon J. E. G., Koumassi D. H. & Gbenou V. V. (2022). Diagnostic Territorial De La Gouvernance Locale Des Ressources En Eau Dans La Commune De Tchaourou. EPRA. *International Journal of Research & Development*, 7(12) : 96-103.
- Yoboué K. P., Gosso O., Dago H. J. & Kouamélan E.P. (2019). Etude des performances opérationnelles des dissolvants d'une unité de production d'eau potable cas de l'usine zone nord de la SODECI (Abidjan). *Larhyss Journal*, 37: 5-127.
- Yu J., Kim D. & Lee T. (2010). Microbial diversity in biofilms on water distribution pipes of different materials. *Water Sci Technol*, 61(1) : 163-171.
- Zanzoun M. F., Branger F., Braud I., Batchabani E., Sanzana P., Sarrazin B., & Jankowsky S. (2018). Value of distributed water level and soil moisture data in the evaluation of a

REFERENCES

- distributed hydrological model : Application to the PUMMA model in the Mercier catchment (6.6 km²) in France. *Journal of hydrology*, 569, 753-770.
- Zeghadnia L., Achour B. & Djemili L. (2011). Calcul de l'écoulement turbulent en charge dans les systemes hydrauliques. Séminaire National d'Hydraulique, 8p.
- Zhao, Z., Zhang, Y., Wang, L. & Shi, W. (2022). Effect of Particle Concentration and Pipe Materials on the Formation of Biofilms in Drinking Water Distribution Systems. *Water*, 14(224) : 1-10
- Zhu S. M. L. C., Xu J. J., Zhang H. Q., Su Y. F., Wu Y. T. & Huang H. F. (2022). Exposure to Chloramine and Chloroform in Tap Water and Adverse Perinatal Outcomes in Shanghai. *International Journal of Environmental Research and Public Health*, 19(11): 6508-6524

ANNEXES



ANNEXES

ANNEXES

Annexe 1 : Quelques méthodes d'analyse au spectrophotomètre HACH DR 1900

PARAMETRES	PROGRAMME	BLANC				ECHANTILLON			
		VOLUME	TYPE	REACTIF	TEMPS D'ATTENTE	VOLUME	TYPE	REACTIF	
Aluminium (Al3+)	10	50 ml	eau à analyser	1 acide ascorbic 1 Aluver 3 (on obtient le mélange réactionnel)	1 min (Agitation)				
		10 ml	mélange réactionnel	1 Bleaching 3 (30 sec. Agitation)	15 min	10 ml	mélange réactionnel		15 min
Ammonium (NH4 +)	380	25 ml	eau distillée	3 gouttes mineral stabilizer		25 ml	eau à analyser	3 gouttes mineral stabilizer	
				3 gouttes polyninyl alcohol				3 gouttes polyninyl alcohol	
				1 ml Nessler	1 min			1 ml Nessler	1 min
Couleur vraie	120	10 ml	eau distillée			10 ml	eau à analyser		
Chlore libre	80	10 ml	eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 DPD (10 ml) (20 agitation)	
Chlore total	80	10 ml	eau à analyser			10 ml	eau à analyser	2 DPD (10 ml) (20 agitation)	3 min
Chlorures (Cl-)	70	10 ml	eau distillée	0,8 ml mercurique thiocyanate		10 ml	eau à analyser	0,8 ml mercurique thiocyanate	
				0,4 ml ferric ion solution	2 min			0,4 ml ferric ion solution	2 min
Cuivre (Cu)	135	10 ml	eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 Cuver 1	2 min
Fer ferreux (Fe2+)	255	25 ml	eau à analyser			25 ml	eau à analyser	1 Ferrous Iron	3 min
Fer total (Fe)	270	10 ml	eau distillée	1 TPTZ	3 min	10 ml	eau à analyser	1 TPTZ	3 min
Fluor (F)	190	10 ml	eau distillée	2 ml SPADNS	1 min	10 ml	eau à analyser	2 ml SPADNS	1 min
Oxygène dissous	445	10 ml	eau à analyser			50 ml	eau à analyser	Accuvac (30 sec. Agitation, 2 min attente, 30 sec agitation, 30 sec attente)	
Manganèse (Mn 2+)	290	10 ml	eau distillée	1 acide ascorbic		10 ml	eau à analyser	1 acide ascorbic	
				12 gouttes Alkaline cyanide				12 gouttes Alkaline cyanide	
				12 gouttes PAN indicator	2 min			12 gouttes PAN indicator	2 min
Nitrates (NO3 -)	353	10 ml	eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 NitraVer 5 (1 min d'agitation)	5 min
Nitrites (NO2 -)	371	10 ml	eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 NitriVer 3	20 min
Ortho-phosphates (PO4 2-)	490	25 ml	eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 PhosVer 3	2 min
Potassium (K+)	905	25 ml	eau à analyser			25 ml	eau à analyser	1 Potassium 1	
								1 Potassium 2	
								1 Potassium 3 (30 sec d'agitation)	3 min
Silices (SiO2)	656	10 ml	eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 Molybdate 3	
			eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 Acid Reagent	10 min
			eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 Acid Citic	2 min
Sulfate (SO4 2-)	680	10 ml	eau à analyser			10 ml	eau à analyser	1 SulfaVer 4	5 min
Sulfure (S2-)	690	10 ml	eau distillée	0,5 ml Sulfide 1		10 ml	eau à analyser	0,5 ml Sulfide 1	
				0,5 ml Sulfide 2	5 min			0,5 ml Sulfide 2	5 min
Zin (Zn A3:A352)	780	20 ml	eau à analyser	1 ZincoVer 5 (on obtient le mélange réactionnel)					
		10 ml	mélange réactionnel			10 ml	mélange réactionnel	0,5 ml CycloHexanone (30sec d'agitation)	

ANNEXES

Annexe 1 : Résultats d'analyse physico-chimiques de l'eau brute de la Lobo (2016 à 2019)

N°	Paramètres	2016	2017	2018	2019	Moy.	Min.	Max.	Ecart ty
1	T°C	27,10	26,04	25,08	26,55	26,19	25,08	27,10	0,74
2	PH	6,89	6,54	6,85	6,80	6,77	6,54	6,89	0,14
3	CE	205,0	211,7	191,5	187,3	198,9	187,3	211,76	9,89
4	Tur	3,72	9,78	5,80	8,32	6,90	3,72	9,78	2,32
5	Coul	190,50	278,8	207,0	214,75	222,78	190,50	278,86	33,54
6	NO ₂ ⁻	0,00	0,00	0,03	0,00	0,01	0,00	0,03	0,01
7	NO ₃ ⁻	1,63	5,20	1,48	1,15	2,36	1,15	5,20	1,65
8	NH ₄ ⁺	0,51	1,06	0,96	0,49	0,75	0,49	1,06	0,26
9	Mg ²⁺	1,56	2,44	1,75	1,76	1,91	1,68	2,44	0,31
10	Ca ²⁺	15,02	23,24	18,36	19,50	19,03	15,02	23,24	2,94
11	Fe	2,19	3,13	2,33	2,45	2,53	2,19	3,13	0,36
12	Mn ²⁺	0,42	3,96	0,40	0,41	1,30	0,40	3,96	1,54
13	PO ₄ ²⁻	0,43	0,71	0,47	0,61	0,56	0,43	0,71	0,11
14	SiO ₂	15,65	8,89	13,56	15,80	13,47	8,89	15,80	2,79
15	Cl ⁻	19,95	17,10	20,13	21,55	19,68	17,10	21,55	1,61
16	Cu ²⁺	0,06	0,36	0,18	0,08	0,17	0,06	0,36	0,12

Annexe 2 : Résultats d'analyse physico-chimique de l'eau traitée de la Lobo (2016 à 2019)

N°	Paramètres	2016	2017	2018	2019	Moy.	Min.	Max.	Ecart-typ
1	Coul.	10,00	5,75	7,25	5,25	7,06	5,25	10,00	1,85
2	Turb.	2,62	1,63	1,47	1,49	1,80	1,47	2,62	0,47
3	Ph	6,96	6,67	6,58	6,37	6,64	6,37	6,96	0,21
4	CE	285,50	272,00	310,00	340,33	301,96	272,00	340,33	26,01
5	Cl ⁻	18,55	19,68	17,20	25,35	20,19	17,20	25,35	3,10
6	SiO ₂	14,40	6,61	18,05	16,25	13,83	6,61	18,05	4,36
7	Mg ²⁺	2,76	2,93	1,85	2,08	2,40	1,85	2,93	0,45
8	Ca ²⁺	7,36	9,15	6,68	5,93	7,28	5,93	9,15	1,19
9	T°C	27,35	25,90	28,55	27,13	27,23	25,90	28,55	0,94
10	NH ₄ ⁺	0,18	0,02	0,03	0,79	0,25	0,02	0,79	0,32
11	Fe	0,21	0,18	0,12	0,11	0,15	0,11	0,21	0,04
12	Mn ²⁺	0,17	0,29	0,05	0,05	0,14	0,05	0,29	0,10
13	NO ₃ ⁻	2,70	6,40	6,80	4,15	5,01	2,70	6,80	1,67
14	NO ₂ ⁻	0,04	0,01	0,03	0,01	0,02	0,01	0,04	0,01
15	Cu ²⁺	0,05	0,04	0,03	0,06	0,04	0,03	0,06	0,01
16	PO ₄ ³⁻	0,16	0,14	0,47	0,12	0,22	0,12	0,47	0,14

ANNEXES

Annexe 3 : Catalogue de tuyauterie PVC

N°	Paramètres	2016	2017	2018	2019	Moy.	Min.	Max.	Ecar
1	Coul.	10,00	5,75	7,25	5,25	7,06	5,25	10,00	1,85
2	Turb.	2,62	1,63	1,47	1,49	1,80	1,47	2,62	0,47
3	Ph	6,96	6,67	6,58	6,37	6,64	6,37	6,96	0,21
4	CE	285,50	272,00	310,00	340,33	301,96	272,00	340,33	26,01
5	Cl ⁻	18,55	19,68	17,20	25,35	20,19	17,20	25,35	3,10
6	SiO ₂	14,40	6,61	18,05	16,25	13,83	6,61	18,05	4,36
7	Mg ²⁺	2,76	2,93	1,85	2,08	2,40	1,85	2,93	0,45
8	Ca ²⁺	7,36	9,15	6,68	5,93	7,28	5,93	9,15	1,19
9	T°C	27,35	25,90	28,55	27,13	27,23	25,90	28,55	0,94
10	NH ₄ ⁺	0,18	0,02	0,03	0,79	0,25	0,02	0,79	0,32
11	Fe	0,21	0,18	0,12	0,11	0,15	0,11	0,21	0,04
12	Mn ²⁺	0,17	0,29	0,05	0,05	0,14	0,05	0,29	0,10
13	NO ₃ ⁻	2,70	6,40	6,80	4,15	5,01	2,70	6,80	1,67
14	NO ₂ ⁻	0,04	0,01	0,03	0,01	0,02	0,01	0,04	0,01
15	Cu ²⁺	0,05	0,04	0,03	0,06	0,04	0,03	0,06	0,01
16	PO ₄ ³⁻	0,16	0,14	0,47	0,12	0,22	0,12	0,47	0,14



01 BP 178 ABIDJAN
COTE D'IVOIRE



Pose de tubes SOTICI PVC Pression 315 PN16 – ABIDJAN / CI

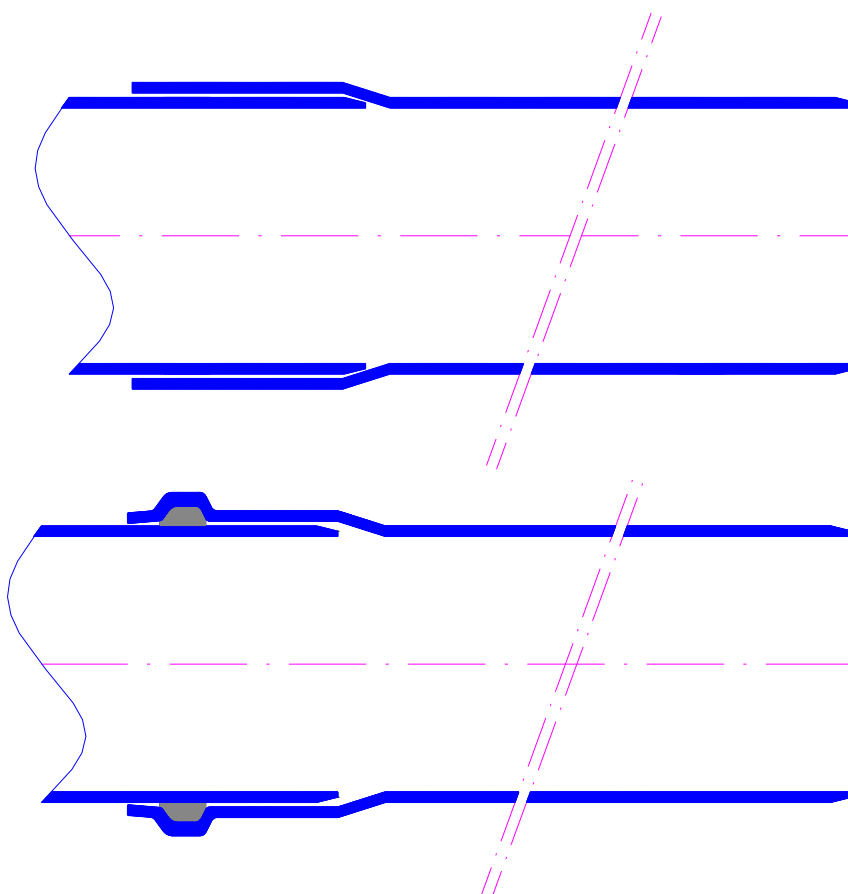


DOCUMENTATION TECHNIQUE TUBES PVC-U PRESSION



1- PRESENTATION

Depuis 1973, la SOTICI produit des tubes en PVC-U Pression destinés aux réseaux d'adduction d'eau potable. L'expérience accumulée au fil de ces années a conduit la SOTICI à produire des tubes Pression normalisés pour la réalisation de projets d'adduction d'eau potable en Afrique. De couleur gris foncé ou Noir (sur commande), les tubes SOTICI en PVC-U Pression sont fiables et répondent aux exigences des standards internationaux. Livrés en longueurs de **6 mètres** ou **5,8 mètres** hors tout (pour livraison en conteneur 20 pieds), deux types d'assemblages sont proposés :





Type d'assemblage	Ø Diamètre (mm)		
	Du 20 mm au 50 mm	Du 63 mm au 200 mm	Du 225 mm au 630 mm
à Coller			
à Joint			

L'assemblage par collage est particulièrement adapté pour la pose réalisée en aérien (comme à l'intérieur de bâtiments par exemple). Elle est aisée jusqu'au diamètre 200 mm. Pour la pose en enterré, et notamment dans le cadre des marchés d'adduction d'eau, l'assemblage à joint est recommandé à partir du diamètre 63 mm. Ce type d'assemblage permettra aux réseaux d'avoir une parfaite étanchéité quelques soient les nombreuses sollicitations.

2- DIMENSIONS DES TUBES

Diamètre Extérieur (mm)	Epaisseurs Nominales (mm)						
	HN ⁽¹⁾	PN6	PN10			PN16	PN25
		NF/ISO	NF ⁽²⁾	DIN ⁽³⁾	NF EN ⁽⁴⁾	NF/ISO	NF/ISO
20	1	-	-	-	-	1.5	2.3
25	1.2	-	1.5	1.5	-	1.9	2.8
32	-	-	1.8	1.8	1.6	2.4	3.6
40	-	-	2.4	1.9	1.9	3.0	4.5
50	-	-	2.4	2.4	2.4	3.7	5.6
63	-	2.0	3.0	3.0	3.0	4.7	7,1
75	-	2.3	3.6	3.6	3.6	5.6	-
90	-	2.8	4.3	4.3	4.3	6.7	-
110	-	2.7	5.3	5.3	4.2	6.6	-
125	-	3.1	6.0	6.0	4.8	7.4	-
140	-	3.5	6.1	6.7	5.4	8.3	-
160	-	3.8	6.2	7.7	6.2	9.5	-
200	-	4.7	7.7	9.6	7.7	11.9	-
225	-	5.3	8.6	10.8	8.6	13.4	-
250	-	5.9	9.6	11.9	9.6	14.8	-
280	-	6.9	10.7	13.4	10.7	16.6	-
315	-	7.4	12.1	15.0	12.1	18.7	-
355	-	8.7	13.6	-	13.6	21.1	-
400	-	9.8	15.3	-	15.3	23.7	-
450	-	11.0	17.2	-	17.2	26.7	-
500	-	12.3	19.1	-	19.1	29.7	-
560	-	13.7	21.4	-	21.4	-	-
630	-	15.4	24.1	-	24.1	-	-

⁽¹⁾Hors normes

⁽²⁾Selon la norme française NF T 54-016

⁽³⁾Selon la norme allemande DIN 8062

⁽⁴⁾Selon la nouvelle norme européenne NF EN ISO 1452 – 2 : 2010

*Nous consulter pour les références en PN8, PN12.5 & PN20

3- PROPRIETES PHYSIQUES DU TUBE PVC

Le tube PVC pression possède les caractéristiques suivantes :

MASSE VOLUMIQUE	Kg/m ³	1350-1460
RESISTANCE A LA TRACTION	MPa	≥ 45
ALLONGEMENT	%	≥ 80
MODULE D'ELASTICITE	MPa	≥ 3000
POINT VICAT	°C	≥ 80
DILATATION LINEAIRE	mm/m/°C	≤ 0.07
ALIMENTARITE	Qualité Alimentaire	
RETRAIT LONGITUDINAL A 150°C	%	≤ 5
RESISTANCE A LA PRESSION INTERNE A 20°C	Sous la pression d'essai donnée dans le tableau suivant, tenue minimale : 1h	
RESISTANCE A LA PRESSION INTERNE A 60°C	Sous la tension d'essai donnée dans le tableau suivant, tenue minimale : 10h	
	Sous la tension d'essai donnée dans le tableau suivant, tenue minimale : 1000h	



4- PRESSION ET TENSION D'ESSAI

Diamètre Extérieur (mm)	Pression nominale (bar)	Pression d'essai 1h à 20°C (bar)	Tension d'essai 10h à 60°C (MPa)	Tension d'essai 1000h à 60°C (MPa)
20	16	65.4	13.7	10
	25	103.0		
25	10	41.2	13.7	10
	16	65.4		
	25	103.0		
32	10	41.2	13.7	10
	16	65.4		
	25	103.0		
40	10	41.2	13.7	10
	16	65.4		
	25	103.0		
50	10	41.2	13.7	10
	16	65.4		
	25	103.0		
63	6	25.7	13.7	12.5
	10	41.2		
	16	65.4		
75	6	25.7	13.7	12.5
	10	41.2		
	16	65.4		
90	6	25.7	13.7	12.5
	10	41.2		
	16	65.4		
110	6	25.7 (19.5*)	13.7	12.5
	10	41.2 (33.0*)		
	16	65.4 (52.0*)		
125	6	25.7 (19.5*)	13.7	12.5
	10	41.2 (33.0*)		
	16	65.4 (52.0*)		
140	6	25.7 (19.5*)	16.0	12.5
	10	41.2 (33.0*)		
	16	33.0*		
160	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		
	16	52.0		
200	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		
	16	52.0		
225	10	33.0	16.0	12.5
	16	52.0		
250	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		
	16	52.0		
280	10	33.0	16.0	12.5
	16.0	52.0		
315	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		
	16	52.0		

355	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		
	16	52.0		
450	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		
	16	23.7		
500	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		
560	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		
630	6	19.5	16.0	12.5
	10	33.0		

* pression d'essai selon la norme NF EN ou ISO

La pression interne (MPa) est calculée de la manière suivante :

$$P_e = \frac{2 \cdot \sigma \cdot e}{D_m - e}$$

avec :

e : épaisseur minimale du tube (mm)

D_m : diamètre extérieur moyen du tube (mm)

σ : contrainte de paroi (MPa)

La pression d'essai est calculée pour obtenir, dans la paroi d'un tube dont l'épaisseur est égale au minimum admis, une contrainte égale à 41,2 MPa.



Photo d'une conduite PVC diam 315 PN16 pour le projet de refoulement d'eau potable à Conakry (2010)



5- PRESSIONS MAXIMALES DE SERVICE

La pression maximale de service (PMS) est directement reliée à la pression nominale (PN) et aux paramètres d'utilisation spécifiés dans le tableau ci-dessous :

Application		Paramètres d'utilisation			PMS en fonction de la PN			
		Type d'assemblage	Action corrosive fluide véhiculé	TMS	PN 25	PN 16	PN 10	PN 6
Conduite de l'eau destinée à l'alimentation humaine	Adduction gravitaire	Collage ou bague d'étanchéité	S	≤ 25°C	25	16	10	6
				≤ 40°C	16	10	6	4
	Adduction par refoulement	Bague d'étanchéité	S	≤ 25°C	25	16	10	6
				≤ 40°C	16	10	6	4
	Branchement	Collage	S	≤ 25°C	16	10	6	4
				≤ 40°C	10	6	4	2.5
	Distribution à l'intérieur des bâtiments	Collage ou bague d'étanchéité	S	≤ 25°C	16	10	6	4
				≤ 40°C	10	6	4	2.5
Evacuation sous pression des eaux usées	refoulement	Collage ou bague d'étanchéité	S	≤ 25°C	25	16	10	6
				≤ 40°C	16	10	6	4
Conduite de liquides alimentaires, eaux thermales et liquides industriels	Refoulement	Bague d'étanchéité	S	≤ 25°C	16	10	6	4
				≤ 40°C	10	6	4	2.5
				≤ 60°C	6	4	2.5	-
			L	≤ 25°C	10	6	4	2.5
				≤ 40°C	6	4	2.5	-
		collage	S	≤ 25°C	10	6	4	2.5
				≤ 40°C	6	4	2.5	-
				≤ 60°C	4	2.5	-	-
			L	≤ 25°C	6	4	2.5	-
				≤ 40°C	4	2.5	-	-

S : Résistance satisfaisante

L : Résistance limitée

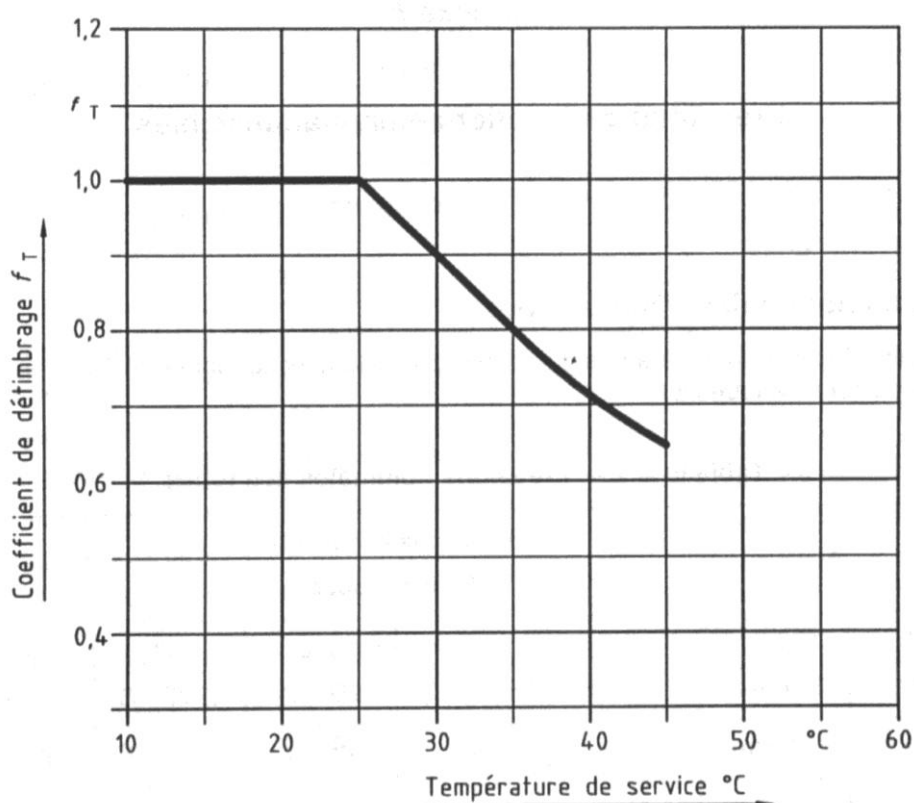
Lorsque d'autres paramètres, connus ou mal connus, interviennent et ajoutent leurs effets à ceux dus à la pression statique, la durée de vie des tubes PVC peut être affectée. Pour conserver une durée de vie identique, un détimbrage des pressions doit être pris en compte.

Pour des températures de service comprises entre 25°C et 45°C, un coefficient de détimbrage (f_T), dépendant de la température de l'eau, doit être pris en compte. Ce coefficient est basé sur l'expérience à long terme et les résultats d'essais. La PFA est donnée alors par :

$$PFA \leq f_T \cdot PN$$

Ce coefficient est déterminé à partir de la figure ci-dessous. Considérons un tube de pression nominale PN 16 bars qui doit transporter une eau à 35°C, le coefficient de détimbrage à 35°C est de 0,8. Par conséquent, la pression de service admissible maximale à 35°C en utilisation continue est de :

$$0,8 \cdot 16 \leq 12,8 \text{ bars}$$



Dans certaines applications, où un surtimbrage de la pression s'avère nécessaire, il convient d'appliquer un facteur supplémentaire f_A , dépendant de l'application, choisi au moment de la conception. La pression de service admissible, en service continu, doit alors être calculée par :

$$PFA \leq f_T \cdot f_A \cdot PN$$

Quand il n'y a pas d'exigence particulière, ce coefficient est égal à 1. Dans plusieurs applications, ce coefficient est égal à 0,63 lorsqu'on a affaire à des installations aériennes.

6- PROPRIETES DU JOINT CAOUTCHOUC ANGER



Le joint **ANGER** utilisé pour l'assemblage de nos tubes PVC-U est parfaitement adapté pour les conduites sous pression et assure une étanchéité maximale. La forme géométrique du joint favorise une double fonction d'imperméabilité : l'une est due à l'étanchéité de la lèvre et l'autre à la compression du joint lui-même sur l'extérieur du tube.

Fabriquée en **EPDM** (Ethylène Propylène Diène Monomère), ce joint présente une dureté de **60-65 Shore A** et est non toxique pour les conduites destinées au transport de l'eau potable.

L'EPDM résiste à l'action de nombreux acides et alcalis, aux esters, aux cétones, aux alcools et glycols. Ils sont tout particulièrement remarquables pour l'utilisation en présence de l'eau chaude et de la vapeur d'eau sous pression.

**Nous consulter pour la technique d'assemblage des joints ANGER.*

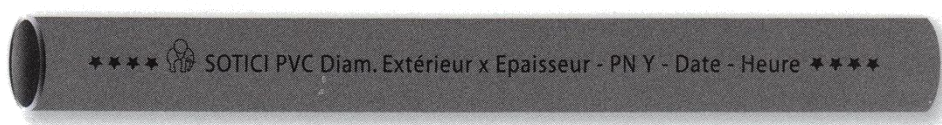


Au sein du laboratoire de la SOTICI, les joints font l'objet d'un contrôle rigoureux afin de s'assurer de leur conformité.

Les essais d'étanchéité effectués selon une périodicité bien déterminée (NF EN 921) dans le laboratoire de la SOTICI permettent de vérifier l'étanchéité de l'assemblage à une pression égale à 4,2 & 3,36 fois (selon le DN) la pression nominale du tube sur une durée minimale égale à 1h. Aucune fuite ni déformation du tube ne doivent être observées durant la période d'essai.

7- MARQUAGE

Les tubes sont marqués de sorte à assurer une **parfaite traçabilité** des produits dans notre système de management de la qualité. Le marquage comprend les informations suivantes :



Y = Pression Nominale du tube

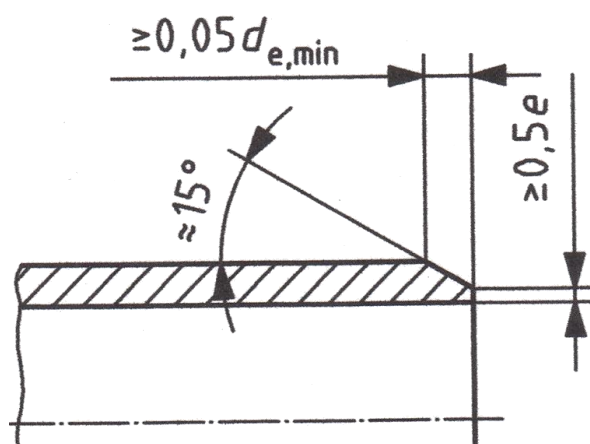
Les détails du marquage sont imprimés à intervalles réguliers. Après stockage, exposition aux intempéries, manutention et pose, la lisibilité de ce marquage est maintenue pendant la durée de vie des tubes.

Remarque : La SOTICI n'est pas responsable si le marquage devient illisible par suite d'actions effectuées pendant la pose ou en service, telles que l'application de la peinture, le grattage, l'usage de détergents sur les tubes. Il est important de veiller à préserver ce marquage.

** Pour des marquages personnalisés, nous contacter.*

8- CHANFREIN

Du côté mâle du tube, un chanfrein est réalisé en usine. Le rôle du chanfrein est très important lors de l'assemblage des tubes et possède les paramètres suivants :



Dans certains cas, il est courant d'être amené sur un chantier à couper un tube pour adapter la longueur au tracé du projet. Le bout mâle du tube devra être chanfreiné en respectant les paramètres ci-dessus. Une meule ou une lime sont les outils les plus couramment utilisés pour réaliser un chanfrein sur un chantier.

Attention : Un mauvais chanfrein peut conduire à des difficultés d'emboîtement, un déplacement du joint d'étanchéité ou entraîner des cassures sur la lèvre du joint pouvant causer des fuites.

9- NORMALISATION

Références normatives des tubes:

NF EN ISO 1452-2 (2010) : systèmes de canalisations pour l'alimentation en eau destinée à la consommation humaine, jusqu'à 45°C inclus.

NF T 54-016 : Eléments de canalisations en polychlorure de vinyle non plastifié pour la conduite de liquides avec pression.

DIN 8061/8062 : Eléments de canalisations sous pression en polychlorure de vinyle non plastifié.

ISO 4422-1,2 :1996 : Eléments de canalisations sous pression en PVC non plastifié.



Références normatives des joints:

NF T 47-305 : Bagues d'étanchéité en caoutchouc pour joints de canalisations d'eau.
(Autres normes, nous consulter).

10- RESISTANCE CHIMIQUE

Les tubes en PVC sont insensibles à toute forme de corrosion électro-chimique due aux terrains traversés car ils ne comportent aucun élément métallique.

Lorsque la canalisation PVC transporte des fluides industriels, la résistance chimique du tuyau dépend de la nature du fluide véhiculé, de sa température ainsi que de sa concentration. Il est à noter qu'un même produit peut avoir des effets corrosifs très différents selon sa concentration et sa température.

Les tubes en PVC conviennent pour la majorité des acides forts, solutions aqueuses (à l'exception des oxydants forts). Pour les produits chimiques tels que les esters, les aldéhydes, les cétones, veuillez nous consulter.

Dans le cas d'adduction d'eau :

Trois types d'eau attaquent les matériaux traditionnels: les eaux acides, les eaux peu minéralisées et les eaux déficitaires vis-à-vis de l'équilibre calco-carbonique. Aucune d'entre elles n'a d'effet sur le tube PVC pression.

11- DEVIATION ANGULAIRE

Lors de l'installation des tubes SOTICI, certaine déviation peut être intentionnellement appliquée au niveau de la jonction entre tubes afin d'éviter certains obstacles ou adapter la conduite au tracé. Grâce au joint utilisé sur les tubes SOTICI, cette déviation est possible lors de l'installation de plusieurs tubes successifs, mais ne doit pas excéder un angle de 3°. Ce qui entraîne un déplacement entre bouts mâles de deux tubes successifs d'une valeur $D = 300$ mm.



12- RESISTANCE A L'ABRASION

Le phénomène d'abrasion peut avoir 2 origines:

- usure par rayures
- usure par chocs. Cette usure est réduite si le matériau de surface est élastique.

L'abrasion est un phénomène complexe qui dépend :

- du type d'écoulement (laminaire, turbulent)
- de la nature du fluide abrasif (concentration, dureté, granulométrie,...)
- de la vitesse de l'écoulement
- de la nature du tuyau.

La présence de particules abrasives telles que sables et graviers au sein de la veine liquide, n'entraîne aucune usure de la paroi, même lorsqu'une forte pente de la conduite détermine une vitesse élevée de l'écoulement.

Il n'existe pas de méthodes qui permettent de calculer l'usure d'un tuyau en fonction des flux de matériau transité ni de tests qui soient réellement représentatifs de la réalité. Les seuls tests existants sont des tests comparatifs entre différents matériaux. Le plus couramment utilisé est celui de l'Institut Technique de Darmstadt (RFA).

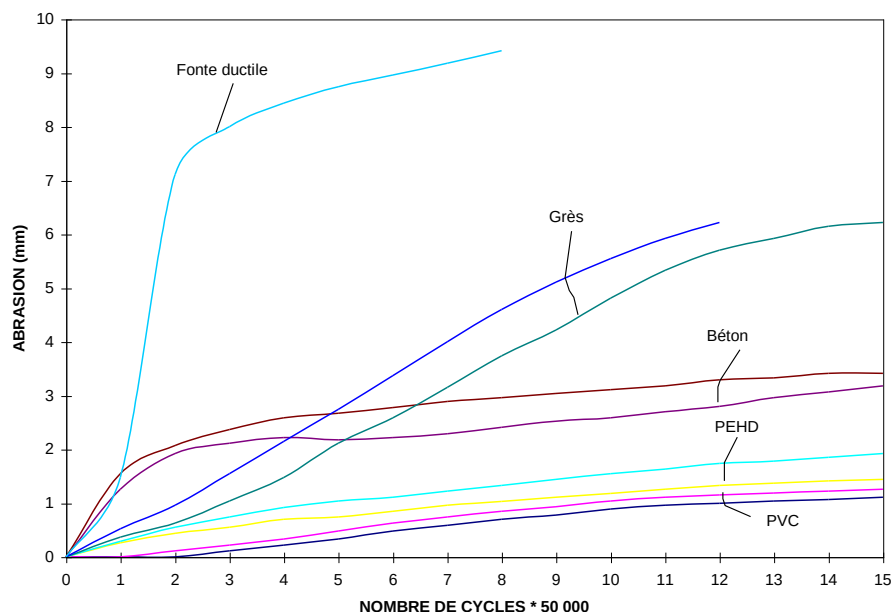
Méthodologie de l'essai

Un demi-tuyau DN 300 longueur 1 m est basculé autour de son axe à la fréquence de 22 cycles/min sur une angulation de +/- 22°. Le matériau abrasif utilisé est un mélange de sable et de gravier de granulométrie 0/30 mm. Le tuyau est ensuite rempli d'eau jusqu'au 2/3 de sa hauteur. Le tuyau est alors soumis à un nombre n de cycles d'oscillations compris entre 10 et 750000. L'abrasion est mesurée par une diminution d'épaisseur.

Résultats

Ce test à l'avantage d'être normalisé (norme DIN) et d'être reproductible. Il constate que les meilleurs résultats de résistance à l'abrasion sont obtenus avec les tubes en PVC.

TEST D'USURE PAR ABRASION



13- DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

13.1- Généralités

Le calcul hydraulique est indispensable dans les réseaux ou dans les conduites d'adduction d'eau potable. Il permet de déterminer le diamètre de la canalisation et sa classe de pression. En général, le dimensionnement hydraulique devrait être effectué avant le dimensionnement mécanique.

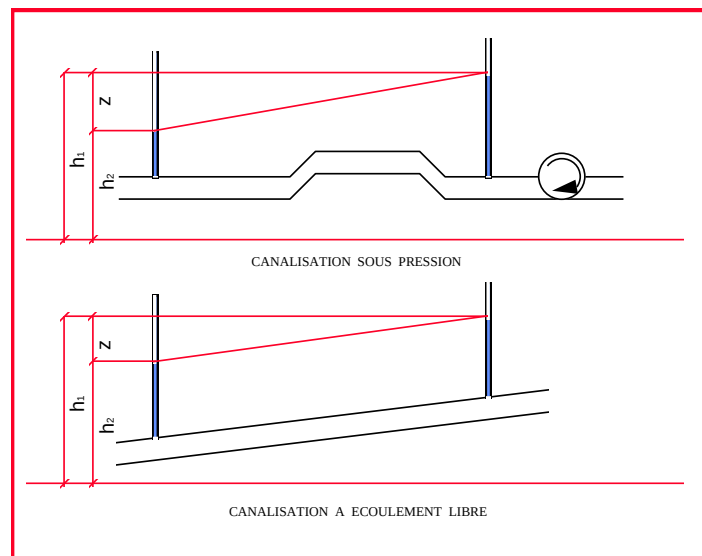
Dans les installations gravitaires, le choix du diamètre dépend :

Du débit minimum à transiter dans la canalisation
De la pente de la canalisation.

Dans les conduites de refoulement, nous devons prendre en compte le profil de pression le long de la canalisation afin de choisir la classe de pression qui conviendrait le mieux au projet.

Le transport d'un liquide dans une canalisation occasionne des pertes d'énergie par frottement sur la paroi du tuyau, par le passage dans les courbes, par les ouvertures d'entrée et de sortie. La perte d'énergie la plus importante est produite par le frottement le long de la paroi du tuyau. Cette perte par frottement dépend notamment de la vitesse d'écoulement dans la canalisation.

La perte d'énergie, tant dans une canalisation sous pression que dans une canalisation à écoulement libre est exprimée comme une perte de hauteur de pression, donc en mètres de colonne d'eau.



13.2- Paramètres

D (m) : diamètre intérieur du tuyau
L (m) : longueur de la canalisation
Q (m³/s) : débit dans la canalisation
v (m/s) : vitesse dans la canalisation
Re : nombre de Reynolds
 ν (m²/s) : viscosité cinématique

S ou **F** (m²) : section de la canalisation
J (m/m) : pente de la canalisation
 λ : coefficient de résistance
g (m/s²) : accélération de la pesanteur
 h_w (m) : perte de charge dans la canalisation

13.3- Calcul de débit, pertes de charge

La formule la plus appropriée au calcul des tubes pression en PVC est celle de Prandtl-Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left[\frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right]$$

Partant de la pente ou de la perte de charge par unité de longueur

$$J = \frac{h_w}{L}$$

et en combinant les formules suivantes, on obtient la vitesse d'écoulement :

$$v = -2 \cdot \log \left(\frac{2,51 \cdot v}{D \cdot \sqrt{2g \cdot J \cdot D}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right) \cdot \sqrt{2g \cdot J \cdot D}$$

La quantité de liquide qui peut être transportée dans la canalisation à cette vitesse peut être calculée par :

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \left[-2 \cdot \log \left(\frac{2,51 \cdot v}{D \cdot \sqrt{2g \cdot J \cdot D}} + \frac{k}{3,71 \cdot D} \right) \cdot \sqrt{2g \cdot J \cdot D} \right]$$

Cette formule est valable pour les canalisations sous pression et celles à écoulement libre où la rugosité absolue du tube PVC est : **k = 0,01 mm**

En utilisant cette formule, il faudra tenir compte de la température de l'eau parce que la viscosité cinématique en dépend :

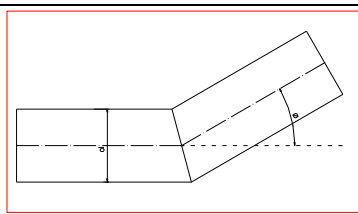
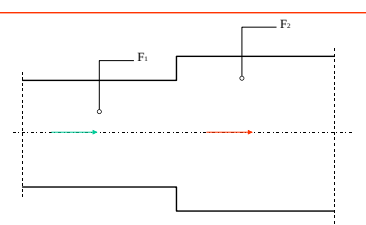
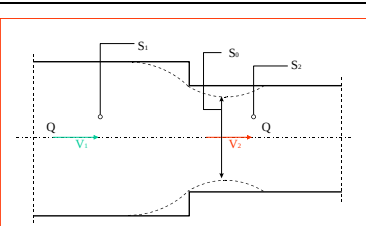
T (°C)	0	10	20	40	60	80	100
v.E-6 (m ² /s)	1.78	1.31	1.01	0.66	0.48	0.37	0.27

En régime uniforme, dans le cas d'une conduite à écoulement libre, la pente de la perte de charge J est approximativement égale à la pente i de la canalisation : $i \approx J$.

13.4- Perte de charge totale dans une canalisation

La perte de charge totale h_t dans une canalisation est la somme de :

- la perte à l'entrée h_i
- les pertes par frottement dans la canalisation h_w
- les pertes dans les courbes h_b
- les pertes par changement brusque de section transversale h_d
- les pertes dues aux vannes et clapets h_a

Perte à l'entrée	$h_i = (1 + \lambda_i) \cdot \frac{v^2}{2g}$	avec λ_i dépendant de la pièce d'entrée : entrée à angle aigu : 0,35 - 0,45 entrée biseautée : 0,25 entrée arrondie : 0,06 - 0,08
Pertes par frottement dans la canalisation	$h_w = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$	Utilisation du diagramme de Moody.
Pertes dans les courbes	$h_b = \lambda_b \cdot \frac{v^2}{2g}$	
	Pour les courbes collées ou joints soudés : $\lambda_b \approx \sin^2 \frac{\varphi}{2} + 2 \sin^4 \frac{\varphi}{2}$	
	Pour les coudes pliés : $\lambda_b = \left[0,131 + 0,159 \left(\frac{D}{R_b} \right)^{3,5} \right] \cdot \frac{\varphi}{180}$	φ
Perte par changement brusque de section transversale	Elargissement brusque : $h_d = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$	
	Retrécissement brusque : $h_d = \frac{v_2^2}{2g} \cdot \left[\frac{\chi}{\alpha^2} + \left(\frac{1}{\alpha^2} - 1 \right)^2 \right]$ avec : $\alpha = \frac{S_0}{S_2}$; $\chi = 0,05 - 0,08$	
Pertes aux vannes et aux clapets	$h_\alpha = \lambda_\alpha \cdot \frac{v^2}{2g}$	Les pertes dépendent du genre d'appareils et doivent être données par le fabricant. Si la surface traversée atteint 40 à 60% de la section du tuyau, λ_α peut être pris égal à 0,5.
Pertes à la sortie	$h_u = \lambda_u \cdot \frac{v^2}{2g}$	en cas de sortie à l'air : $\lambda_u = 0$ en cas de sortie dans l'eau : $\lambda_u = 1$



13.5- Coups de bélier

Choix de la PN

Le tube PVC ne présente pas d'état de fatigue pour une surpression pouvant atteindre 20% de sa pression maximale de service (PMS).

$$p + \Delta p \leq 1,2 \cdot PMS$$

Il convient donc que la conduite soit dimensionnée de manière à résister aux éventuelles surpressions et dépressions maximales qui peuvent se produire dans la canalisation.

Calcul de la célérité des ondes

$$c = \frac{9900}{\sqrt{\left(48,3 + K \cdot \frac{d}{e}\right)}}$$

avec :

c : célérité (m/s)

d : diamètre intérieur du tube (mm)

K : dépend de la nature de la conduite, $K_{PVC} = 33$

e : épaisseur de la paroi du tube (mm)

Les tubes en PVC ont un excellent comportement aux coups de bélier (célérité de l'onde largement inférieure à celle des canalisations métalliques) et aux phénomènes de variations de pression pulsatoires.

Calcul de la dépression ou surpression maximale

Dans le cas des tubes en PVC, on adopte la formule suivante pour déterminer la variation de pression dans un écoulement transitoire :

$$\Delta P = 0,866 \cdot \frac{c \cdot V_0}{g} \text{ (m CE)}$$

Cette formule reste valable dans le cas d'une conduite gravitaire avec fermeture linéaire d'une vanne.

g : accélération (m/s^2)

V_0 : vitesse initiale (m/s)

14- CONTROLES ET ESSAIS FINALS DES TUBES

14.1- Contrôles dimensionnels

Caractéristiques	Instrument de mesure	Exigences
Epaisseurs (En) En mini En maxi	Micromètre	Selon les normes : NF T 54-016 DIN 8062 NF EN 1452
Diamètre moyen	Circomètre	
Diamètre qq (Dm) Mini Maxi	Pied à coulisse	
Longueur tube (Lt)	Décamètre	
Longueur emboîture à coller (Le)	Réglet	
Diamètre intérieur emboîture à coller	Pied à coulisse	



14.2- Les essais effectués sur les tubes pression

Caractéristiques	Spécifications	Méthode d'essai	Moyen
Caractéristique en traction à 23°C	-Moyenne des contraintes maximales $R \geq 45 \text{ Mpa}$ -Moyenne des allongements à la rupture $\geq 80\%$	NF EN 638	Machine d'essai de traction
Essai de résistance à la pression interne à 20°C à court terme	Pas de casse durant la période d'essai de 1H sous une contrainte circonférentielle de 42 MPa	NF EN 921 (eau dans eau)	Machine d'essai de pression
Essai d'étanchéité des assemblages à 20°C à court terme	Pas de fuite ni gonflement ni éclatement ne doivent se présenter au bout de 1 H sous une pression d'essai de : 4,2x[PN] pour $D_n \leq 90 \text{ mm}$ 3,36x[PN] pour $D_n > 90 \text{ mm}$	NF EN 921 (eau dans eau)	Machine d'essai de pression
Détermination de la température de ramollissement VICAT (VST)	$\geq 80 \text{ °C}$	NF EN 727	Machine d'essai VICAT
Evasement à froid à 20°C	Pas de fissuration pour un évasement $\leq 30\%$ du diamètre nominal extérieur	NF T 54-020	Presse Hydraulique
Essai de retrait longitudinal après recuit à 150 °C	Maximum 5% Le tube ne doit présenter aucune bulle ni craquelure	NF EN 743	Bain d'éthylène glycol
Degré de gélification à 15°C	Pas d'attaque à un point quelconque de la surface de l'éprouvette d'essai	NF EN 580	Bain de dichlorométhane
Résistance aux chocs par la méthode du cadran	Les éprouvettes doivent avoir un pourcentage réel de rupture (TIR) $\leq 10\%$ lorsqu'ils sont soumis à des chocs extérieurs par des percuteurs normalisés	NF EN 744	Machine d'essai de choc dans une chambre froide à 0°C
Essai d'assemblage des tubes avec emboîture à joint ANGER	Pas de difficulté d'emboîtement à l'aide d'une barre à mine	-	-



PUBLICATIONS

Impact of the Condition of Drinking Water Supply Networks on the Quality of Water Intended for Consumption: The Case of the Network in the Commune of Daloa (Central West of Côte d'Ivoire)

Amoine Anne Marie Kouassi¹, Kouakou Lazare Kouassi¹, Theophile Gnagne²

¹UFR Environnement, University Jean Lorougnon Guédé, Daloa, Côte d'Ivoire

²UFR des Sciences et Gestion de l'Environnement, University Nangui Abrogoua, Abidjan, Côte d'Ivoire

Email: amoinannemariek@gmail.com

How to cite this paper: Kouassi, A.A.M., Kouassi, K.L. and Gnagne, T. (2023) Impact of the Condition of Drinking Water Supply Networks on the Quality of Water Intended for Consumption: The Case of the Network in the Commune of Daloa (Central West of Côte d'Ivoire). *Journal of Water Resource and Protection*, 15, 677-691.
<https://doi.org/10.4236/jwarp.2023.1512036>

Received: July 27, 2023

Accepted: December 22, 2023

Published: December 25, 2023

Copyright © 2023 by author(s) and Scientific Research Publishing Inc.
This work is licensed under the Creative Commons Attribution-NonCommercial International License (CC BY-NC 4.0).
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>



Open Access

Abstract

The potability of drinking water depends not only on the source and the treatment system, but also on the quality of the waterworks. In fact, the quality of drinking water is considerably degraded by the dilapidated state and lack of maintenance of drinking water networks. In Côte d'Ivoire, the majority of drinking water networks in the various towns are ageing. In Daloa, despite the efforts made by the company in charge of water treatment and distribution to make the water drinkable, the water at consumers' taps is often colored, has an unpleasant aftertaste and settles after collection. As a result, people are concerned about the potability of tap water, and some are turning to alternative sources of drinking water of unknown quality. In order to determine the factors responsible for the deterioration in water color and taste, as well as the sectors of the network most affected, a diagnosis of the network's equipment was carried out. Water samples taken from the network were analyzed for color and turbidity. The diagnosis revealed that most of the equipment (suction pads, valves, drains and fire hydrants) is outdated and irregularly maintained. Analyses show that the water is more colored in cast-iron and PVC pipes than in asbestos cement pipes. Coloration values in the network range from 0 to 27 UVC for asbestos cement pipes, from 15 to 56 UCV for ductile iron pipes, and from 11 to 102 UCV for PVC pipes. On the other hand, turbidity values vary from 8.02 to 3.32 NTU for ductile cast iron pipes, 8.51 to 16.98 NTU for asbestos cement pipes and 0.9 to 6.98 NTU for PVC pipes. Old cast-iron pipes release ferric ions on contact with water, degrading

their color. Old cast-iron pipes release ferric ions into the water, degrading its color. The high color values observed in the vicinity of drains are thought to be due to irregular maintenance of the network. In fact, after network maintenance, a reduction rate ranging from 2% to 73% is observed for turbidity, while for color, the rate varies from 5% to 72%. In short, the network's obsolescence and irregular maintenance contribute significantly to the deterioration of water quality.

Keywords

Pipe, Water Supply Network, Drinking Water, Daloa

1. Introduction

Water is a natural resource essential to life and sustainable socio-economic development. The quality of water to satisfy different needs varies from one use to another [1] [2]. Water quality can be deteriorated by anthropogenic activities such as the use of fertilizers, phytosanitary products, chemicals and assimilated products and industrial effluents. This deterioration in the quality of drinking water can therefore affect human health [3] [4] [5]. In addition, the ageing and lack of maintenance of drinking water networks are not without consequences for the quality of tap water [1] [6] [7] [8], whereas optimal management of drinking water supply networks requires supplying consumers with water that meets potability and quality standards, at lower cost and without service interruption [9] [10]. The phenomenon of obsolescence has affected the majority of drinking water supply networks in Côte d'Ivoire. In fact, these networks generally date back to the year they were commissioned, and undergo almost no regular renewal program, except in the event of pipe breaks. This could lead to a proliferation of malfunctions within the network and have a negative impact on consumer health [11]. Malfunctions in the network generally manifest themselves in leaks, breakages, discoloration of the water, and drops in pressure and hydraulic capacity within the network. In Daloa, despite the efforts made by the company in charge of water treatment and distribution to make the water drinkable, the water at consumers' taps is often colored, has an unpleasant aftertaste and settles after being collected in a container. Consumers of the commune's drinking water fear the color and taste of tap water, so much so that part of the population is turning to alternative sources of water, the quality of which is still unknown for direct consumption. To alleviate these problems, this study was initiated to determine the impact of the water supply network on drinking water quality. The study will be carried out in two stages. Firstly, a physical diagnosis of the network equipment will be carried out. Secondly and finally, an analysis of the color and turbidity of water samples taken from the network was carried out.

2. The Study Area

Daloa's drinking water supply network is fed by a weir built on the Lobo River, a tributary of the Sassandra River [12]. Daloa is the third largest city in Côte d'Ivoire. The reservoir is located 25 km from the town of Daloa [13], on the Daloa-Zaïbo road (Figure 1). The reservoir was commissioned in 1976 and is the main source of drinking water for the population of Daloa. The average quantity of water drawn from the reservoir is 16,200 m³/day. The average depth of the reservoir is 3.5 m, with an average width of 74 m, a length of 4.3 km and a surface area of 30.3 ha. Volume at normal elevation (231.033 m) is 380,000 m³ [14]. The river rises in the locality of Séguéla at an altitude of 340 m. The drinking water production plant is located 1 km from the mine. Here, the raw water is potabilized before being conveyed to the storage reservoir (25 km away) via two cast-iron feeder pipes with diameters of 500 and 300 mm. The climate in the study area is a mild transitional equatorial type, with a rainy season from March to October and average annual rainfall of around 1150 mm [14].

The town of Daloa is the economic center of the region. Anthropogenic activities in the watershed are very diverse. However, agriculture remains the main activity of the populations.

With a total length of 264,440.61 meters, Daloa's distribution network is made up of three types of material. Polyvinyl chloride (PVC) pipes account for 69% of the total length, ductile cast iron pipes for 28% and asbestos cement pipes for 3% (Figure 2).

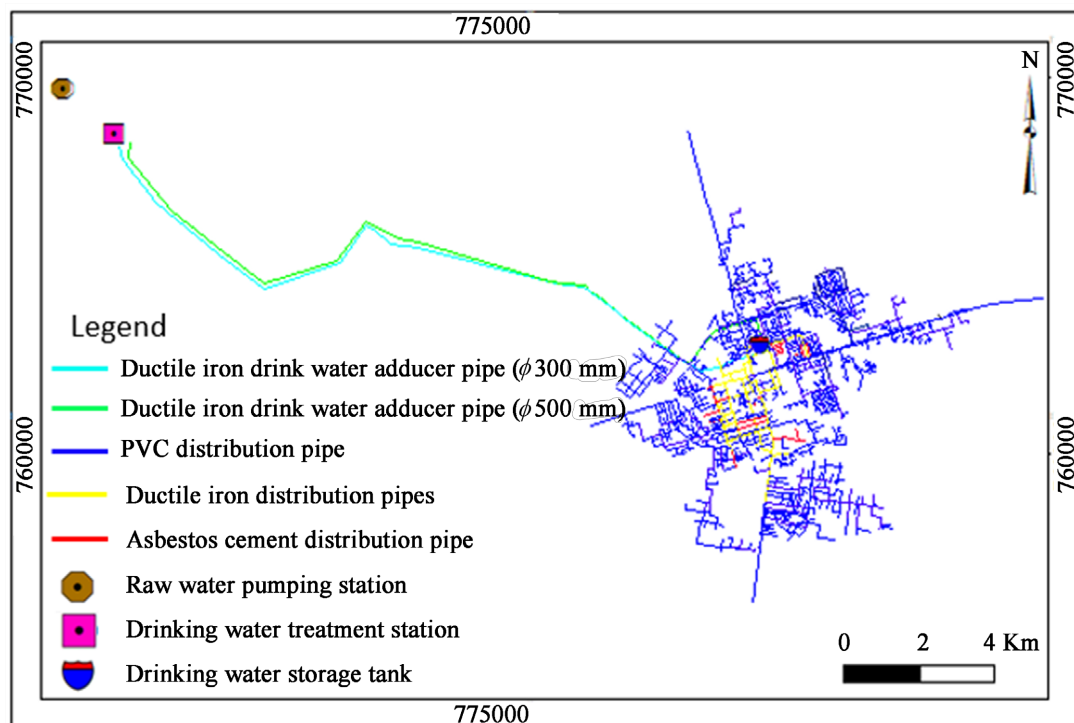


Figure 1. Presentation of the drinking water supply network of the municipality of Daloa.

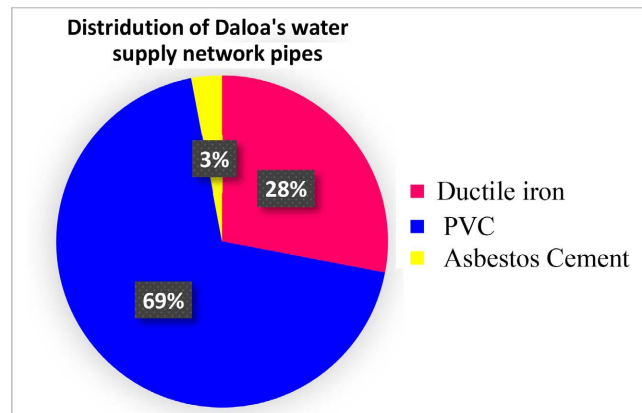


Figure 2. Material distribution on Daloa's drinking water supply network.

3. Materials and Methods

3.1. Equipment

3.1.1. Field Equipment

The equipment used in the field consisted of: a Garmin etrex 10 handheld GPS for taking geographical coordinates; a camera for taking photographs; survey sheets for carrying out the surveys; 1-liter (L) capacity bottles for water sampling in the network; a cooler for storing water samples; a beaker for water sampling and glass tubes for in situ analyses.

3.1.2. Laboratory Equipment

The equipment used in the laboratory was follows HACH 2100Q turbidity meter for measuring turbidity in water samples taken from the network; a HACH DR 1900 spectrophotometer for measuring the color of water samples taken from the network.

Paleontological STatistics (PAST) 3.20, Autocad 2017 and ArcGIS 10.4.1 were used for data processing.

3.2. Methods

3.2.1. Physical Diagnosis of the Network

The physical diagnosis of the drinking water supply network's various facilities involved a detailed visual assessment of the condition, operation and performance of the equipment used to transport and distribute drinking water. This includes reservoirs, pumping stations, pipes, valves, meters, water treatment devices.

In addition, during the physical diagnosis, the geographical coordinates of the various network equipment were collected to create a database.

3.2.2. Sampling

Samples were then collected in 1-liter plastic bottles and stored in a cooler containing ice. Samples were taken from the various types of material making up the entire network (**Figure 3**), and from fire hydrants and outlets before and after maintenance work.

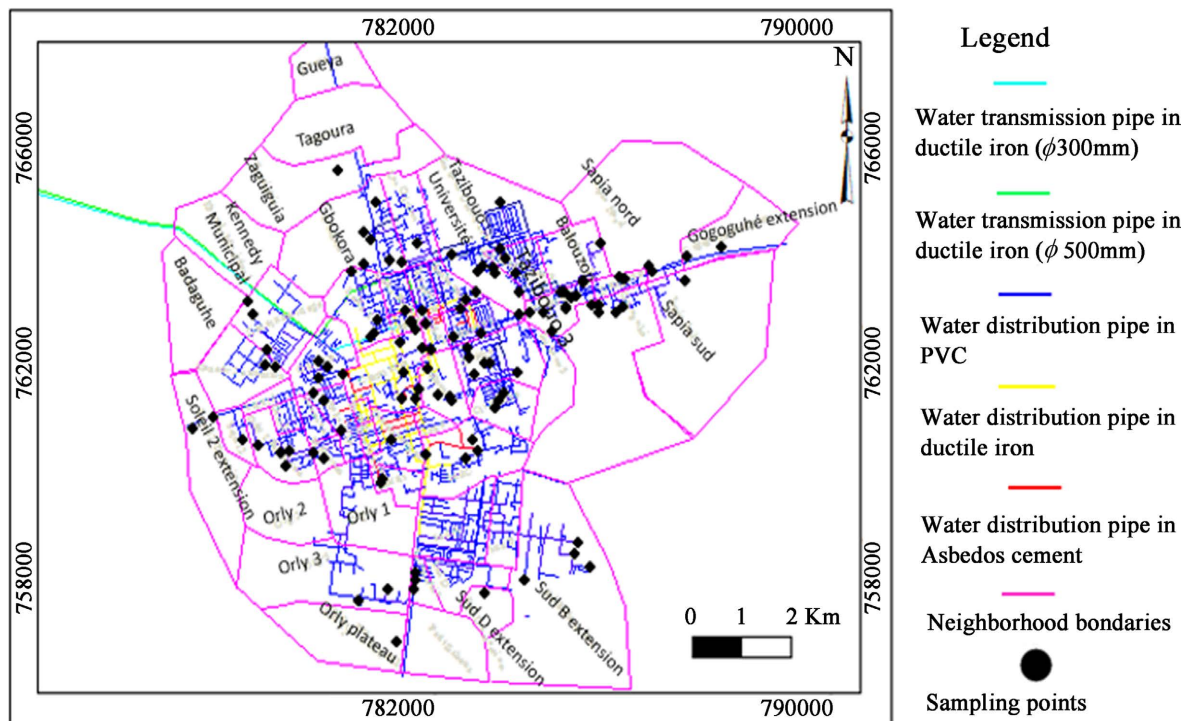


Figure 3. Sampling points on Daloa's drinking water supply network.

4. Results

4.1. Physical Diagnosis

4.1.1. Diagnosis of Suction Cups

All drinking water networks are made up of pipes that transport water from the source to the consumer's tap. During this process, air pockets can form and remain within the pipes. The main function of a suction cup within a drinking water network is to continuously evacuate air pockets trapped within the pipes. The physical diagnosis of the suction cups not only identified all the suction cups in the drinking water network, but also verified their physical state of operation. **Figure 4** shows the distribution of suction cups on the Daloa commune's water supply network.

The diagnosis shows that 67% of air valves in the network are in good condition (BE); 28% are in poor working order and 5% are in poor condition (**Figure 5**).

4.1.2. Fire Hydrant Diagnosis

The operating status of all the network's fire hydrants is illustrated in **Figure 6** and **Figure 7**.

The results of the diagnosis show that 37% of fire hydrants are out of service, 32% are located in high-pressure areas, 21% in low-pressure areas and 10% are not handled because they are located in areas difficult to reach by the network (**Figure 7**).

4.1.3. Drain Diagnostics

The operating status of the network's drains is illustrated in **Figure 8**.

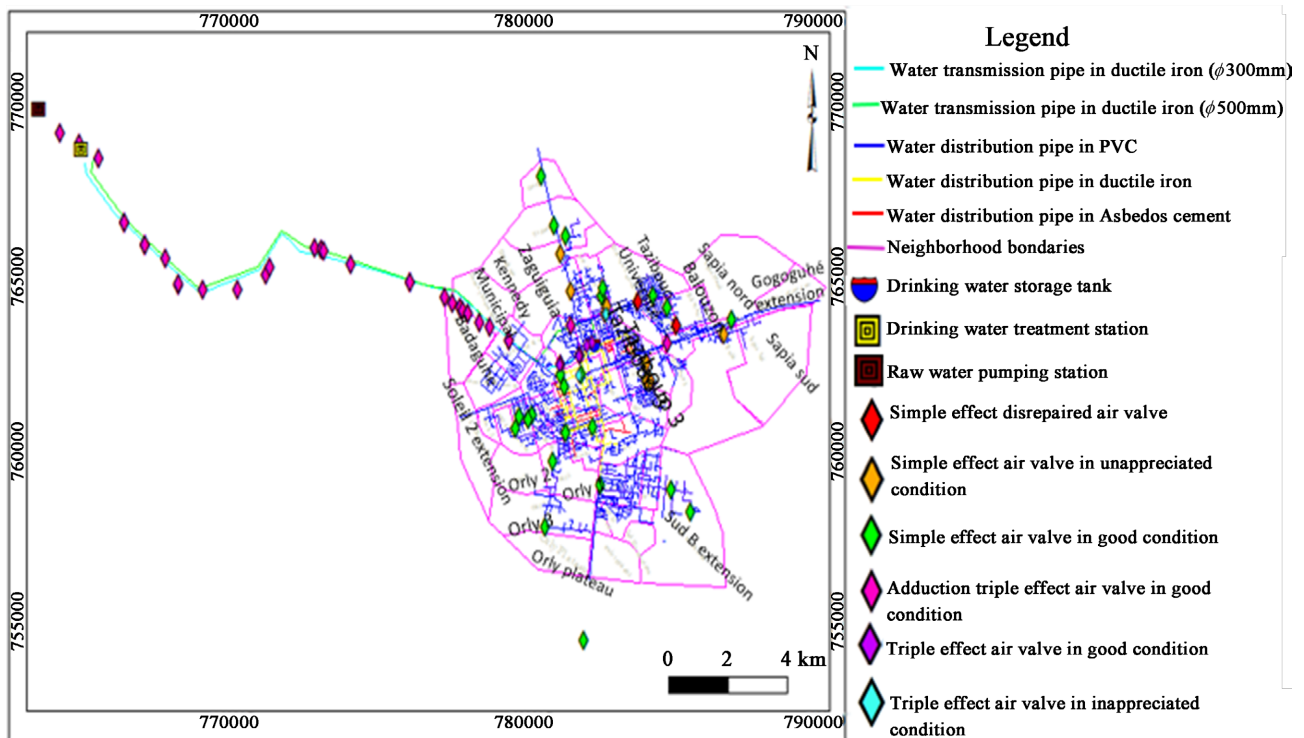
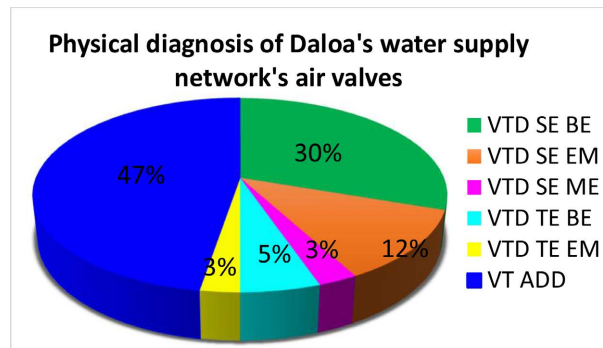


Figure 4. Répartition des ventouses du réseau d'AEP de la commune de Daloa.



VTD: Distribution network air valve; VT ADD: Supply network air valve; SE: Single-effect; TE: Triple effect; BE: Good Condition; EM: Unknown condition; ME: flawless.

Figure 5. Review of Daloa's drinking water network's air valves functioning.

The diagnosis revealed that: 56% of drains have been handled and are in good condition, 13% of drains are inaccessible, 5% of drains are located in areas of low pressure, and 2% are faulty (**Figure 9**).

4.2. Qualitative Diagnosis

The qualitative diagnosis of water samples taken from Daloa's drinking water network mainly concerns the two parameters feared by the population, such as color and turbidity.

4.2.1. Turbidity

On the water supply network, which is mainly made up of cast-iron pipes, the

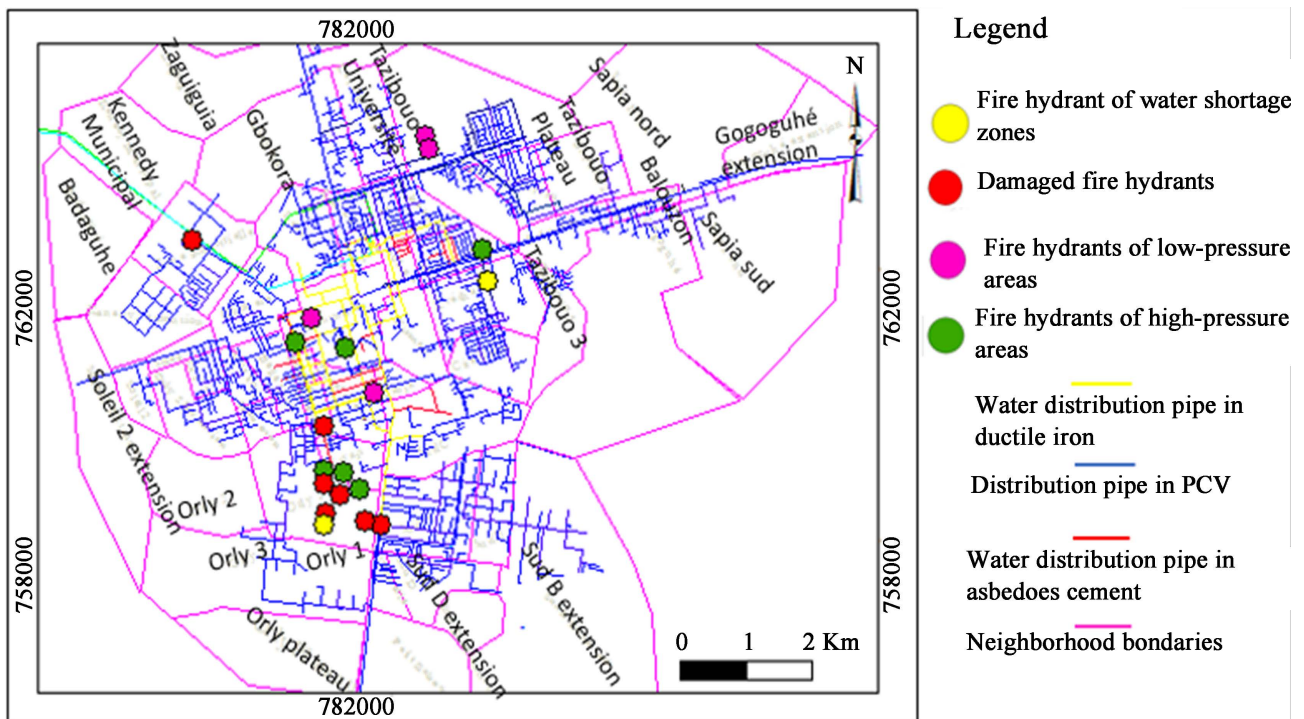


Figure 6. Location of fire hydrants on the Daloa drinking water network.

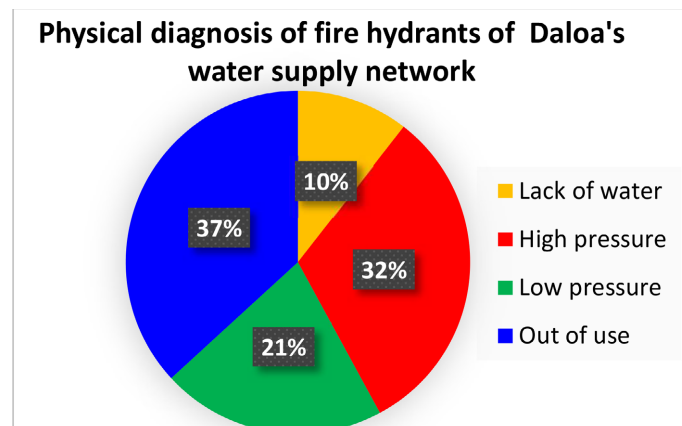


Figure 7. Review Daloa's drinking water network's fire hydrants functioning.

turbidity values recorded are in line with World Health Organization's (WHO) guide values, except at locations such as the conventional treatment unit, the compact station, B. Koukoguhé village and at the tank (**Figure 10**).

On the distribution network:

- Turbidity values recorded at cast-iron pipes do not exceed WHO guideline values;
- The high turbidity values observed at the reservoir are due to water mixing, and at Radio Tchrato are due to the fact that this point is located close to a drain (**Figure 11**).
- For asbestos cement pipes, the values recorded do not comply with the WHO guide value (**Figure 12**).

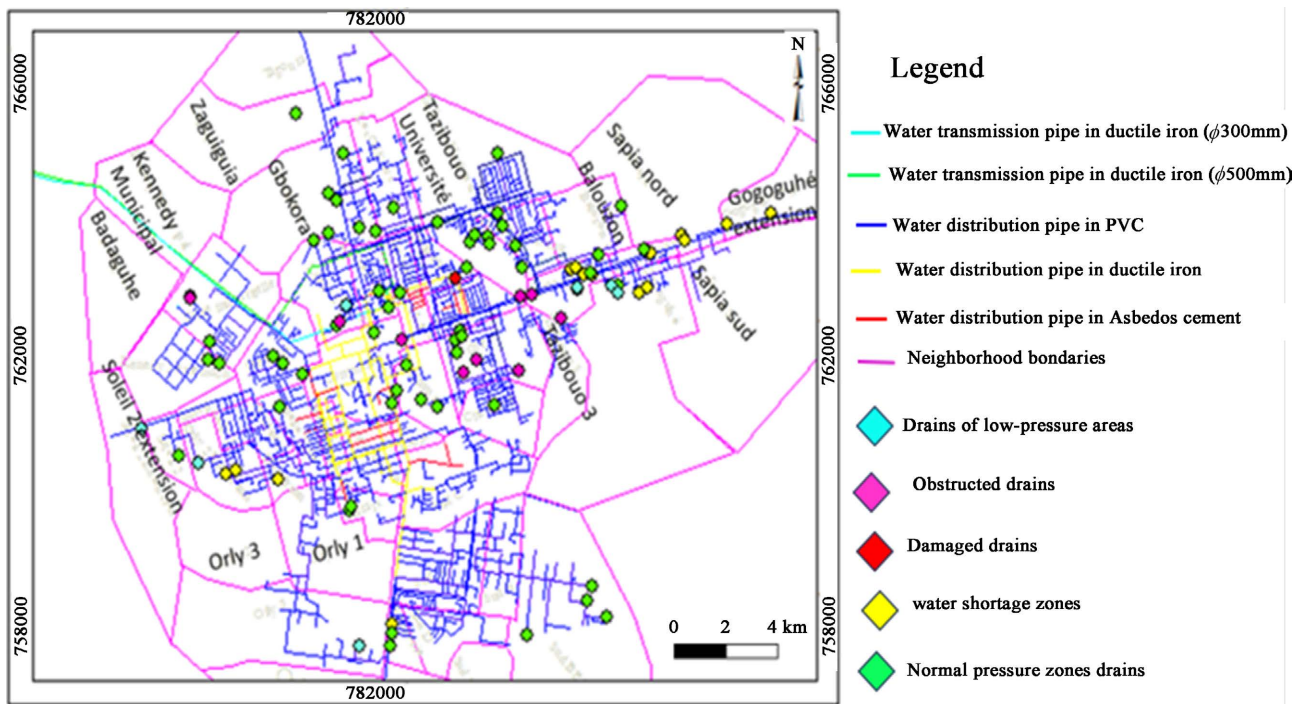


Figure 8. Emptying of the drinking water network in Daloa.

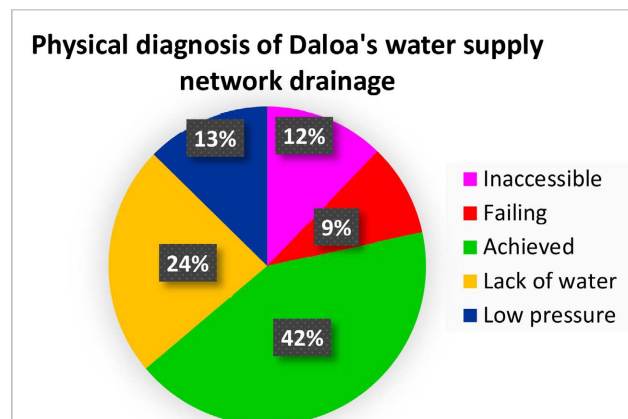


Figure 9. Assessment of drinking water network drainage operations.

In the case of PVC pipes, turbidity values that do not comply with WHO standards are recorded at the CHR crossroads, Petit Zakoua and Abattoir 2. These sampling points are generally located in low-lying areas of the network, close to drainage points (**Figure 13**).

4.2.2. Color

Figure 14 and **Figure 15** show that water color values are above the WHO guide value throughout the supply network in cast-iron and PVC pipes. On the other hand, asbestos cement pipes show values both above and below the WHO standard.

4.3. Water Supply System Maintenance

Maintaining a drinking water supply network involves regular cleaning of the

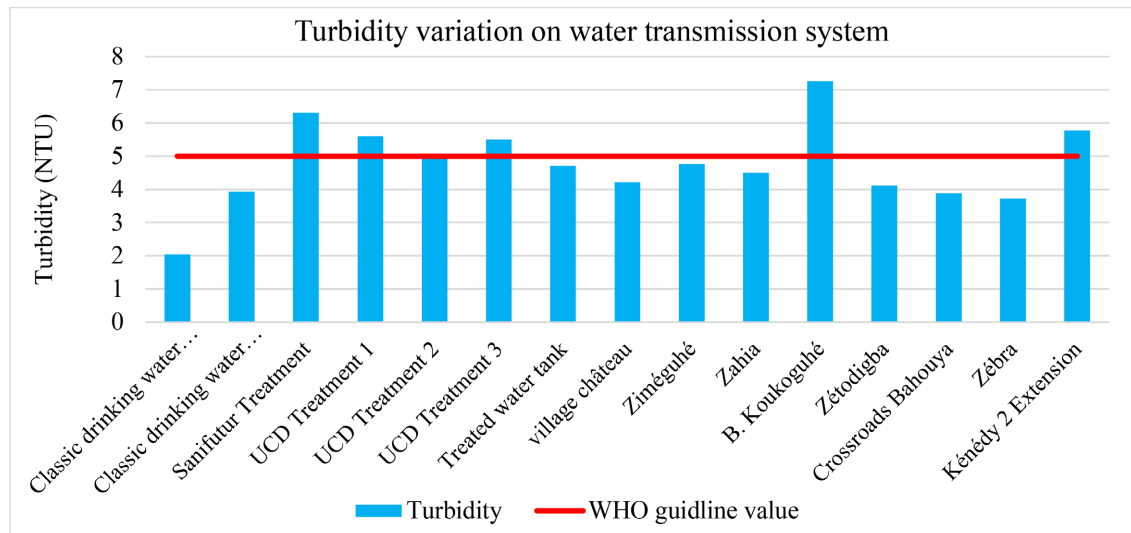


Figure 10. Turbidity variation on water transmission system.

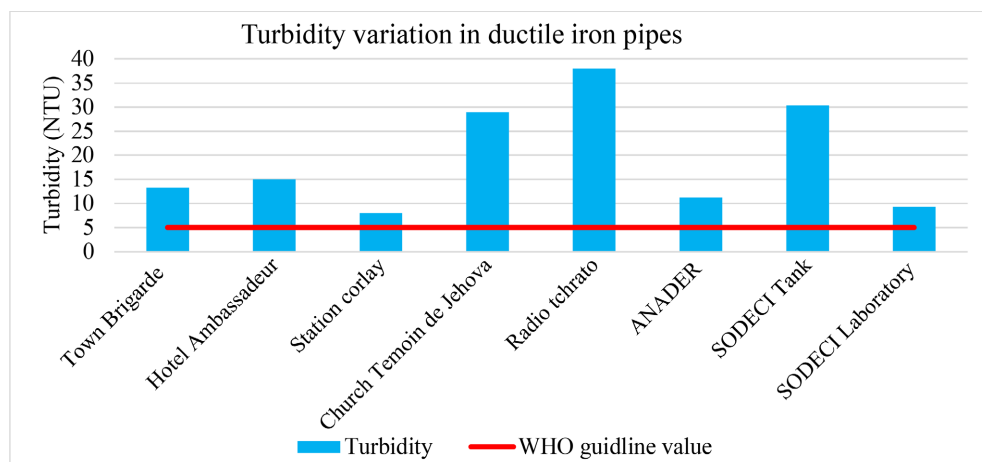


Figure 11. Turbidity variation in water distribution ductile iron pipes.

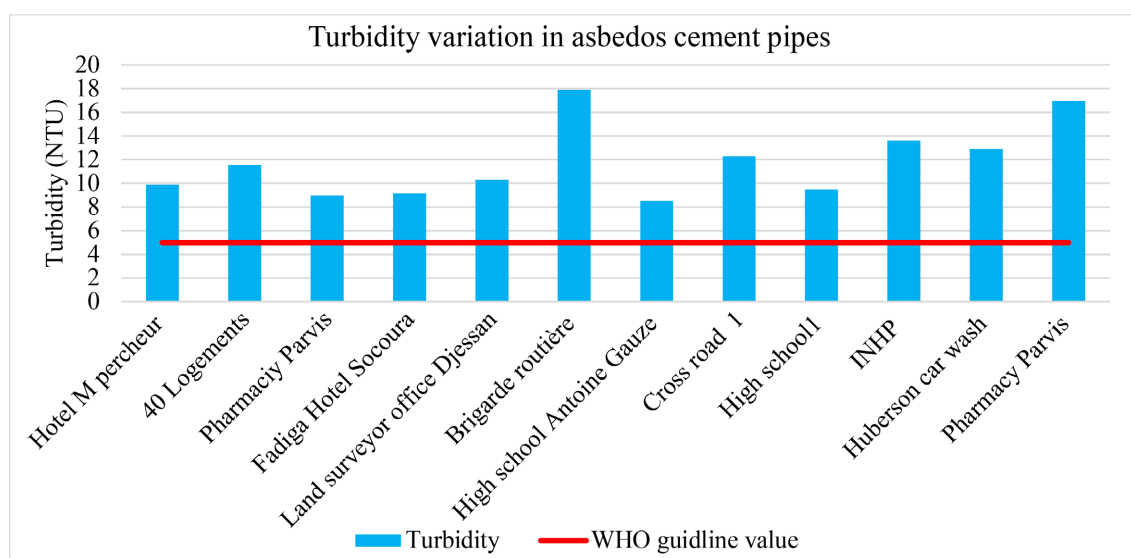


Figure 12. Turbidity variation in water distribution's asbedos cement pipes.

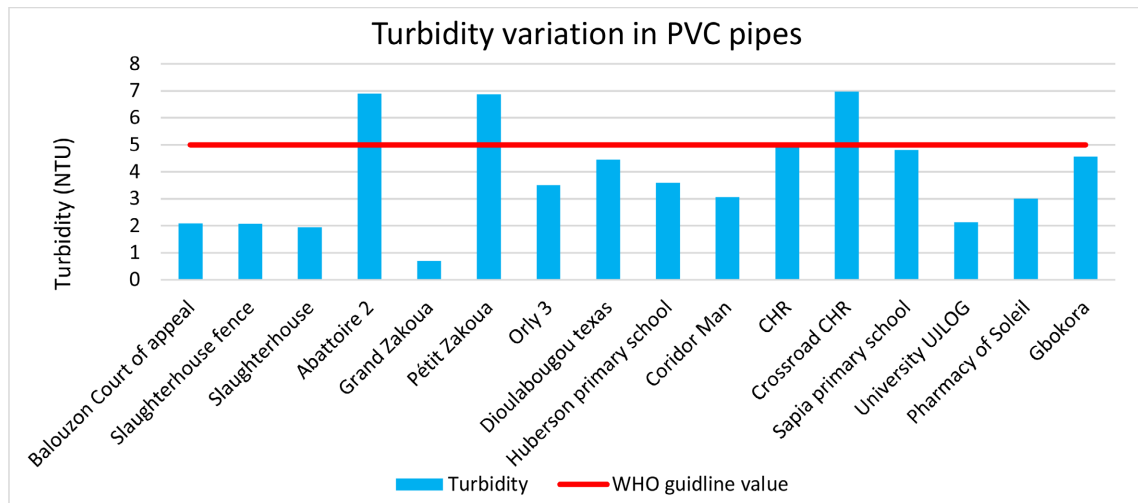


Figure 13. Turbidity variation in water distribution's PVC pipes.

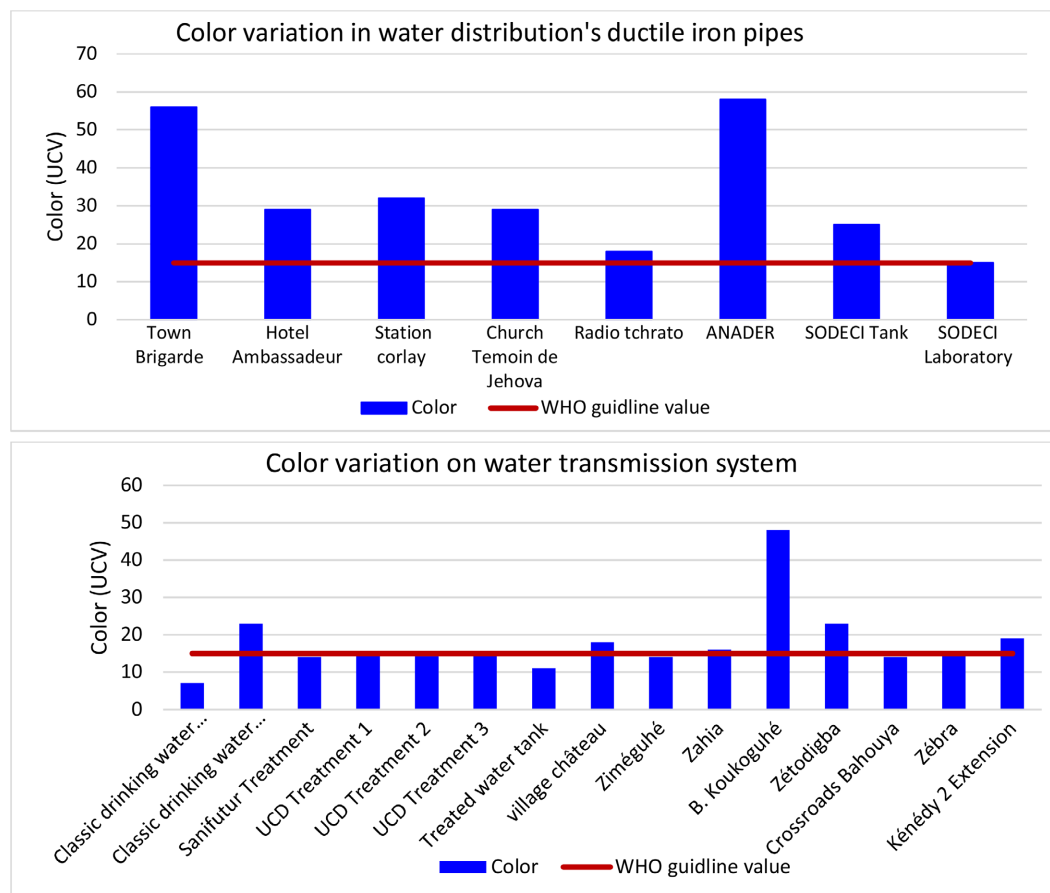


Figure 14. Color variation in ductile iron pipes.

pipes and other network equipment. Maintaining a drinking water supply network helps guarantee water availability and provide consumers with better-quality water. It minimizes service interruptions and contamination risks, and ensures that hydrants and fire hydrants function properly. After a complete overhaul of the Daloa commune's water supply network, we noted an improve-

ment in turbidity and color at drains and hydrants. At fire hydrants, turbidity was reduced by 2% to 62% (**Figure 16**) and color by 5% to 72% (**Figure 17**).

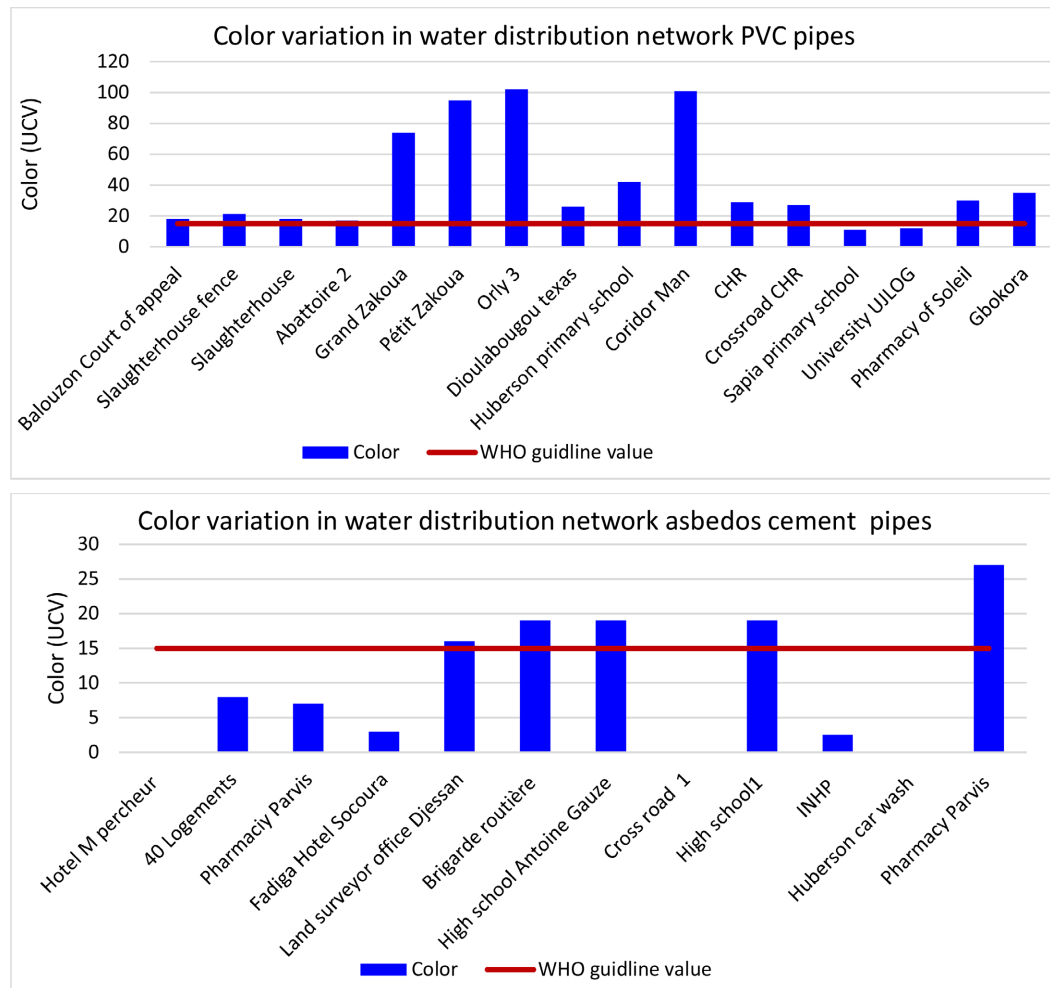


Figure 15. Color variation in water distribution's PVC and asbedos cement pipes.

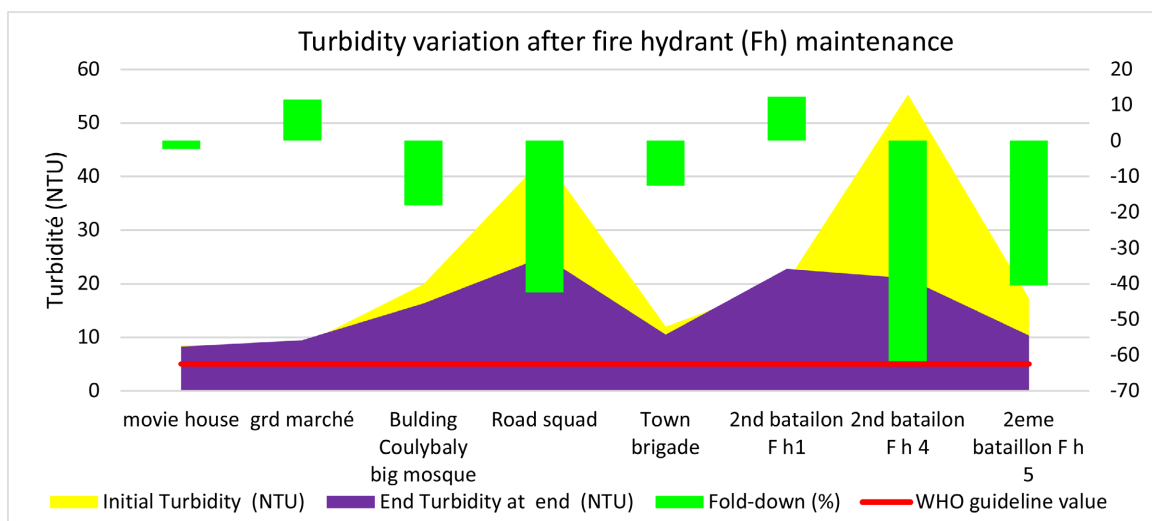


Figure 16. Turbidity reduction after handling fire hydrants.

After draining the Daloa commune's water supply network, an improvement in water quality was observed, with a reduction in turbidity from 5% to 73% (Figure 18) and a reduction in color from 16% to 72% (Figure 19).

5. Discussion

The physical diagnosis reveals that the water supply network of Daloa includes some out-of-service equipment that prevents maintenance work from being carried out at certain points in the network. Lack of maintenance is a source of sludge accumulation in the network, constituting a potential source of color degradation and increased turbidity on water supply network.

The common feature observed between water from the treatment units and that passing through the inlet pipes is the high color and turbidity values. In fact, the non-operation of some of the pneumatic valves discharging settled flocs from the settling tank could lead to their resuspension and clogging of the filters. Consequently, the deterioration in water quality at the network inlet due to the

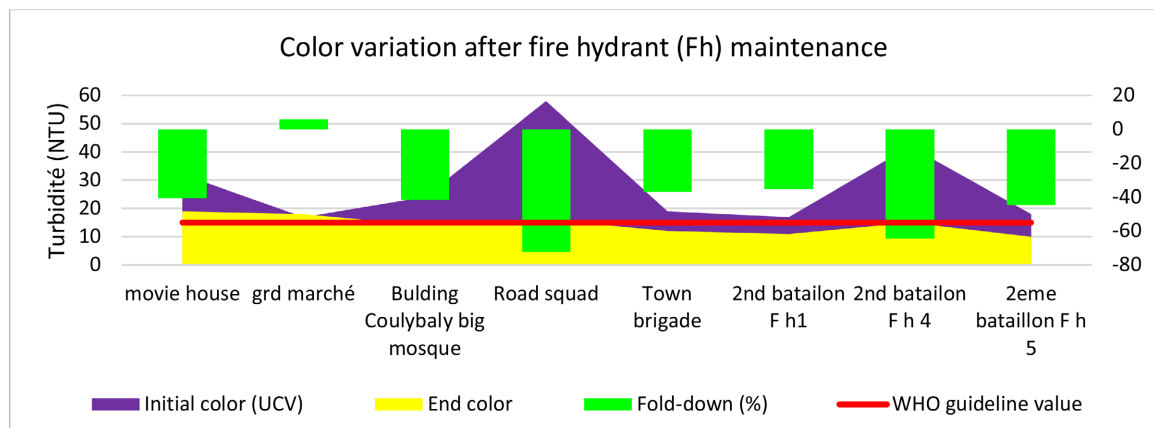


Figure 17. Color abatement after handling fire hydrants.

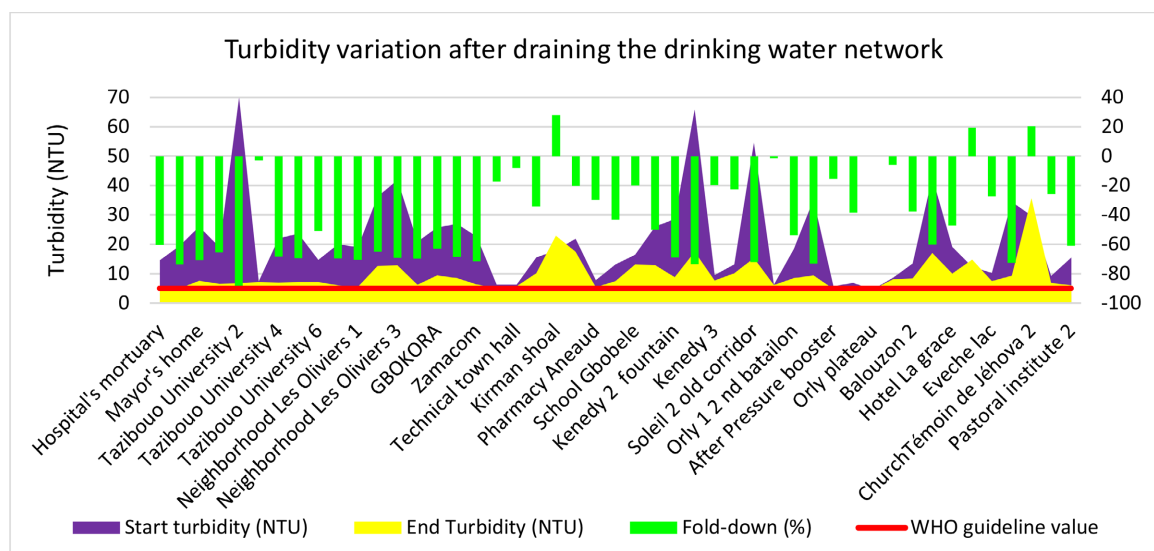


Figure 18. Turbidity reduction after drinking water network draining.

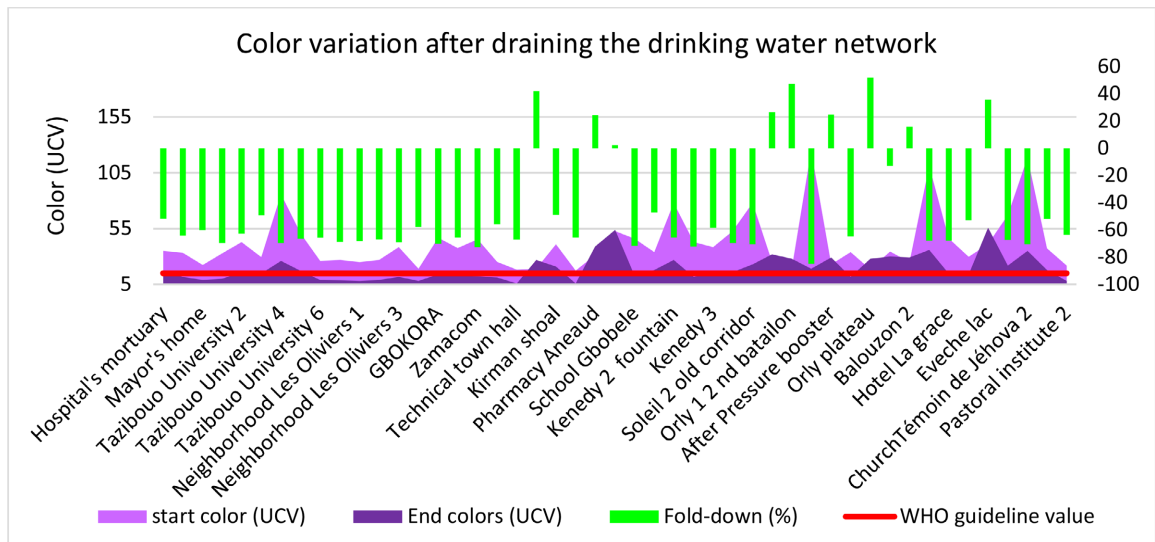


Figure 19. Color reduction after drinking water network draining.

reduced performance of the filtration system would be the result of the malfunctions observed. Secondly, the failure to carry out pump-outs would encourage the accumulation of sludge in the supply network. In addition, the incessant release of sludge into the water supply network over its entire length (25 km) and the physico-chemical reactions that can occur between the connecting pieces of the pipes (cast iron or steel) contribute to increasing the color and turbidity of the water.

The main cause of water quality deterioration in metal pipes such as cast iron is pipe corrosion. In fact, corrosion reactions lead to the release of metal ions into the water, resulting in the precipitation of ferric ions, which can cause the walls of ferrous metal pipes to pierce, resulting in the formation of incrustations (reduction in diameter). In addition, red water problems, the appearance of metallic taste and increased concentrations of dissolved metals result from pipe corrosion [15].

Asbestos cement pipes are not subject to corrosion problems; this is a considerable advantage compared to cast iron metal pipes. However, on contact with water, the material (asbestos cement) releases calcium hydroxide $\text{Ca}(\text{OH})_2$, which is said to have carcinogenic effects on consumer health. This is reflected in the high turbidity values and low color values. This can lead to an increase in alkalinity, calcium content and a release of magnesium, silica and hydroxide from asbestos ($\text{Mg}_3\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) [1]. However, in the vicinity of pump-outs, the accumulation of sludge in the pipes increases the color and turbidity of the water.

PVC pipes are not as prone to corrosion as asbestos cement pipes. The increase in turbidity and color in PVC pipes can be explained by the lack of purging in the network and the transit of water from one type of material to another. In PVC pipes, the corrosion of cast-iron or steel fittings and the transit of water from cast-iron to PVC pipes increase the color and turbidity of the water, as well as the concentration of ferric ions. The increase in organoleptic parameters

could then be a source of taste development within the network [16] [17].

On the water supply network, the high turbidity values in village B Koukoghé are thought to be due to the accumulation of mud after a long stay in the section. The discrepancy between the turbidity values of the cast-iron pipes and those observed in the supply network would be due to the fact that the supply network is fairly recent (installed in 2012), while the distribution network, which is fairly old (installed since 1967), would be affected by pipe corrosion.

6. Conclusion

In this study, we analyzed the factors that degrade the physical and organoleptic characteristics of the drinking water supply network in the commune of Daloa. Samples were analyzed for two physico-chemical parameters: turbidity and color. The results showed that color and turbidity did not meet the WHO 2017 guide values for either the supply or distribution network. After network maintenance, an abatement rate ranging from 2% to 73% was observed for turbidity, while for color, the rate varied from 5% to 72%. Lack of network maintenance leads to the accumulation of sludge in the network, and is one of the main causes of water discoloration, taste and deposits at the consumer's tap. It appears that color and turbidity are determining factors in the deterioration of water quality in the drinking water supply network.

Conflicts of Interest

The authors declare no conflicts of interest regarding the publication of this paper.

References

- [1] Erramli, H., Dermaj, A., Driss, C., Moustafa, D. Najjat, H. and Srhiri, A. (2014) Étude de la dégradation d'une canalisation de conduite d'eau en béton armé. *Afrique Science*, **10**, 1-9.
- [2] Kanakoudis, V., Tsitsifli, S., Samaras, P. and Anastasios, I.Z. (2014) Water Pipe Networks Performance Assessment: Benchmarking Eight Cases across the EU Mediterranean Basin. *Water Quality, Exposure and Health*, **7**, 99-108.
<https://doi.org/10.1007/s12403-014-0113-y>
- [3] Essoyeke, B. (2014) Nouvelle approche pour le dimensionnement et l'optimisation de la gestion des réservoirs et de la qualité de l'eau potable dans les réseaux de distribution. Rapport de thèse, Université de Montréal, Montréal, 185 p.
- [4] Fofana, O., Kouassi, E.A. and Avy, S.K. (2017) Cartographie et identification des activités sources de nuisances et de pollutions dans le bassin versant du barrage du Kan de Bouake (Côte d'Ivoire). *European Scientific Journal*, **13**, Article 303.
<https://doi.org/10.19044/esj.2017.v13n5p303>
- [5] Charles, G. (2017) Modèles d'optimisation stochastique pour le problème de gestion de réservoirs. Université de Montréal, Montréal, 191 p.
- [6] Renaud, E., Khedhaouria, D., Clauzier, M., Nafi, A., Wittner, C. and Wery, C. (2012) Réduction des fuites dans les réseaux d'alimentation en eau potable Systèmes d'indicateurs et méthodologies pour la définition, la conduite et l'évaluation des

politiques de lutte contre les fuites dans les réseaux d'eau potable. Rapport de recherche, 62 p.

- [7] Holguin-Gonzalez, J.E., Boets, P., Alvarado, A., Cisneros, F., Carrasco, M.C., Wyseure, G., Nopens, I. and Goethals, P.L.M. (2013) Integrating Hydraulic, Physico-chemical and Ecological Models to Assess the Effectiveness of Water Quality Management Strategies for the River Cuenca in Ecuador. *Ecological Modelling*, **254**, 1-14. <https://doi.org/10.1016/j.ecolmodel.2013.01.011>
- [8] Karim, C. (2014) Maîtrise des pertes sur les réseaux d'eau potable, mise en place d'un modèle de fuite multi-états en secteur hydraulique instrumenté. Rapport de thèse, école doctorale mathématique et informatique, Université de Bordeaux, Bordeaux, 134 p.
- [9] Allal, M.A., Abdelbaki, C. and Djelloul, S.S.M. (2012) Une approche qualité totale pour la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable: Cas du groupement urbain de Tlemcen (Algérie). Editions universitaires européennes, Saarbrücken, 168 p.
- [10] Large, A. (2013) Optimisation du renouvellement des canalisations. Rapport de première année de thèse: revue bibliographique et cadre méthodologique. IRSTEA et Université de Bordeaux, Bordeaux, 109 p.
- [11] Wilfried, G.K. (2014) Milieu urbain et accès à l'eau potable: Cas de Daloa Centre-Ouest Côte d'Ivoire. Broché, 388 p.
- [12] Yao, A.B. (2015) Evaluation des potentialités en eau du bassin versant de la Lobo en vue d'une gestion rationnelle (Centre-ouest de la Côte d'Ivoire). Thèse de Doctorat, Université Nangui Abrogoua, Abidjan, 192 p.
- [13] Gautier, K.W. (2012) Milieu urbain et accès à l'eau potable: cas de Daloa (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire). In: Géographie. Université Félix Houphouët Boigny, Abidjan, 364 p.
- [14] Koffi, B. (2022) Fonctionnement hydroclimatique du bassin versant de la rivière Lobo à Nibéhibé: Modélisation de la sédimentation dans la zone de captage pour l'approvisionnement en eau potable de la ville de Daloa (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire). Université Jean Lorougnon Guédé, Daloa, 257 p.
- [15] Gnamba, F.M., Oulai, J.G.K., Wilfried, N. and Yeï, M.S. (2020) Modélisation hydraulique du réseau d'adduction d'eau potable (AEP) de la ville de Korhogo. *International Journal of Innovation and Scientific Research*, **52**, 17 p.
- [16] Santé Canada (2015) Recommandations pour la qualité de l'eau potable au Canada: Document technique—Le pH. Bureau de la qualité de l'eau et de l'air, Direction générale de la santé environnementale et de la sécurité des consommateurs, Santé Canada, Ottawa, 48 p.
- [17] Alla, D.A., Atta, K.J.M. and Yassi, G.A. (2018). Les risques naturels et leurs manifestations dans une ville secondaire: érosion et inondation à Daloa (Centre-Ouest de la Côte d'Ivoire). *Revue de Géographie Tropicale et de l'Environnement*, **2**, 101-113.

RESUME

Les réseaux d'Approvisionnement en Eau Potable (AEP) constituent un patrimoine qui vieillit et nécessite un renouvellement lorsqu'il atteint le seuil de vétusté. En Côte d'Ivoire, la majeure partie des réseaux d'AEP des grandes villes est vieillissante et date généralement de l'année de première mise en service. La vétusté du réseau d'AEP peut entraîner la coloration de l'eau au robinet du consommateur et les coupures fréquentes. Dans la commune de Daloa, la sapidité de l'eau du réseau emmène la population à se tourner vers des sources alternatives d'eau dont la qualité reste encore méconnue. L'objectif général de cette étude est d'élaborer un modèle de gestion du réseau d'AEP de la commune de Daloa. De manière spécifique, il s'agit de : (i) établir le bilan diagnostic du réseau d'AEP de la commune de Daloa ; (ii) modéliser le fonctionnement du réseau d'AEP de la commune de Daloa (iii) optimiser le fonctionnement du réseau d'AEP de la commune de Daloa. La méthodologie a consisté d'abord à la réalisation d'un diagnostic physique et chimique du réseau à travers des visites de terrain et la réalisation d'analyses physico-chimiques. Ensuite, une enquête a été réalisée auprès de certains ménages pour recueillir leurs avis relatifs au caractère organoleptique et les différents usages de l'eau du robinet. Enfin, la simulation du fonctionnement hydraulique du réseau a été réalisée avec le logiciel EPANET. Le diagnostic du réseau a révélé que 3 % des ventouses sont défectueux ; 37 % des bornes d'incendie sont hors service et 5 % des vidanges défectueux. Les analyses physicochimiques montrent que les eaux dans les conduites en fonte et en PVC ont une couleur supérieure à la valeur guide de l'OMS 2017 (15 UVC). Concernant la turbidité des eaux dans les conduites en PVC, elle varie de 8,02 à 38 NTU, avec une moyenne de $19,27 \pm 11,41$ NTU et un Cv de 59,21%. La distribution de l'eau à partir du château montre que 60 % des nœuds du réseau ont une pression inférieure ou égale à 10 MCE à 08 heures du matin alors que 50 % des nœuds du réseau ont une pression inférieure ou égale à 10 MCE à 18 heures. Cependant, lorsque la distribution se fait par pompage direct, seulement 20 % des nœuds du réseau ont une pression inférieure ou égale à 10 MCE à 08 heures du matin et que 18 % des nœuds du réseau ont une pression inférieure ou égale à 10 MCE à 18 heures. Le réseau d'AEP de la commune de Daloa ne couvre que 34,26 % des besoins des abonnés. Par ailleurs, la défaillance des équipements du réseau d'AEP constitue l'une des causes de la dégradation de la qualité de l'eau au robinet du consommateur. Les résultats du modèle montrent qu'il faut augmenter la capacité de production actuelle qui de 15531,35 m³/j à 31842,85 m³/j pour couvrir les besoins de la population de la commune de Daloa en 2038, d'où la nécessité d'implantation de nouvelles unités de traitement.

Mots clés : AEP, réseau, diagnostic, modélisation, optimisation, fonctionnement, Daloa

Abstract

Drinking water supply networks are ageing assets that need to be renewed when they reach the point of obsolescence. In Côte d'Ivoire, most of the water supply networks in the major cities are ageing and generally date back to the year they were commissioned. The obsolescence of the water supply network can lead to discolouration of the water at the consumer's tap and frequent water cuts. In the commune of Daloa, the sapidity of the water in the network is leading the population to turn to alternative sources of water, the quality of which is still unknown. The general objective of this study is to develop a management model for the water supply network in the commune of Daloa. Specifically, the aim is to: (i) draw up a diagnostic assessment of the Daloa municipal water supply network; (ii) model the operation of the Daloa municipal water supply network; (iii) optimise the operation of the Daloa municipal water supply network. The methodology consisted firstly of carrying out a physical and chemical diagnosis of the network through field visits and physico-chemical analyses. Next, a survey was carried out among certain households to gather their opinions on the organoleptic character and different uses of tap water. Finally, the hydraulic operation of the network was simulated using EPANET software. Diagnosis of the network revealed that 3% of the suction cups had failed, 37% of the hydrants were out of order and 5% of the drains had failed. Physicochemical analyses show that water in cast iron and PVC pipes has a colour higher than the 2017 WHO guide value (15 UVC). Turbidity in PVC pipes varies from 8.02 to 38 NTU, with an average of 19.27 ± 11.41 NTU and a Cv of 59.21%. Water distribution from the chateau shows that 60% of the network nodes have a pressure of less than or equal to 10 MCE at 8am, while 50% of the network nodes have a pressure of less than or equal to 10 MCE at 6pm. However, when distribution is by direct pumping, only 20% of network nodes have a pressure of less than or equal to 10 MCE at 8am and 18% of network nodes have a pressure of less than or equal to 10 MCE at 6pm. The Daloa municipal water supply network covers only 34.26% of subscriber needs. Furthermore, the failure of water supply network equipment is one of the causes of the deterioration in water quality at the consumer's tap. The results of the model show that the current production capacity needs to be increased from 15531.35 m³/d to 31842.85 m³/d to cover the needs of the population of Daloa in 2038, hence the need to build new treatment units.

Key words: Water supply, network, diagnosis, modelling, Optimization, functioning, Daloa