

Table des Matières

Table des Matières	i
Liste des Tableaux.....	vi
Liste des Figures.....	vii
Liste des Abréviations	viii
Dédicace	ix
Avant - Propos.....	x
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Considérations générales sur les réseaux d’assainissement	3
I.1 Généralités sur les eaux usées	3
I.1.1 Définition et classification des eaux usées	3
I.1.2 Origine des eaux usées	3
I.2 Système d’assainissement	4
I.2.1 Définition de l’assainissement.....	4
I.2.2 Historique de l’assainissement	4
I.2.3 Assainissement individuel ou non collectif	5
I.2.4 Assainissement collectif	5
I.2.4.1 Système séparatif	5
I.2.4.2 Système unitaire	8
I.2.4.3 Le système mixte	8
I.2.5 Types de schémas du réseau d’assainissement.....	9
I.2.5.1 Le schéma perpendiculaire au cours d’eau	9
I.2.5.2 Le schéma type « Collecteur latéral ».....	9
I.2.5.3 Le schéma type « Collecteur transversal »	9
I.2.5.4 Le schéma type « Par zones étagées »	9

I.2.5.5 Le schéma type « centre collecteur unique » et le schéma type radial	9
I.2.6 Types de réseaux	11
I.2.7 Choix d'un système d'assainissement	11
I.2.7.1 Choix entre un système collectif et individuel.....	11
I.2.7.2 Choix entre système séparatif et système unitaire	11
I.2.7.3 Choix du schéma du réseau d'évacuation	12
I.3 Trace en plan du réseau et profils en long des conduites	12
I.4 Dimensionnement des canalisations.....	13
I.4.1 Coefficient de ruissellement	13
I.4.2 Mode de calcul.....	14
I.4.3 Contraintes de calage des réseaux	16
I.4.3.1 Canalisations d'eaux usées	16
I.4.3.2 Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires	17
I.5 Eléments constitutifs du réseau d'égout.....	18
I.5.1 Ouvrages principaux.....	18
I.5.1.1 Canalisations	18
I.5.1.2 Joints des conduites en béton armé	20
I.5.2 Ouvrages annexes	22
I.5.2.1 Ouvrages normaux.....	22
I.5.2.2 Ouvrages spéciaux	25
I.6 Dégradation d'un réseau d'assainissement	27
I.6.1 Types de dégradation.....	27
I.6.1.1 Dégradation hydraulique.....	27
I.6.1.2 Dégradation structurale	27
I.6.1.3 Dégradation environnementale	28
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude	29
II.1 Introduction.....	29

II.2 Historique de la cite minière de Kakanda	29
II.3 Situation Géographique et Localisation	30
II.4 Subdivision et Contenu de Kakanda	31
II.4.1 Les quartiers	31
II.4.1.1 Gécamines	31
II.4.1.2 Makomeno	31
II.4.1.3 Swakala.....	32
II.5 Données naturelles de la Zone	32
II.5.1 Climat	32
II.5.2 Végétation	32
II.5.3 Relief	32
II.5.4 Hydrographie.....	32
II.5.4.1 Dikulwe	32
II.5.4.2 Kakanda	33
II.5.5 Pluviométrie	33
II.6 Situation Démographique	33
II.7 Ressources en Eau et Ouvrages de Stockage	34
Chapitre III : Évaluation des débits d’eaux usées et pluviales	35
III.1 Introduction	35
III.2 Objectif	35
III.3 Nature des eaux usées à évacuer.....	35
III.3.1 Les eaux usées d’origine domestique.....	35
III.3.2 Quantités à évacuer	36
III.3.3 Les eaux de ruissellement et les eaux des services publics	36
III.3.4 Les eaux usées industrielles	36
III.3.5 Eaux usées d’équipements	37
III.4 Calcul du nombre d’habitants pour chaque sous bassin	37

III.4.1 Coefficient de ruissellement pondéré.....	37
III.4.2 Calcul de la densité partielle	38
III.5 Estimation des débits des eaux usées	40
III.5.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques	40
III.5.2 Evaluation du débit moyen journalier.....	40
III.5.3 Evaluation du débit de pointe	40
III.6 Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	44
III.6.1 Méthode de Caquot	44
III.6.1.1 Hypothèse et base de calcul du modèle.....	45
III.6.1.2 Limites de la méthode superficielle.....	45
III.6.2 La méthode rationnelle.....	46
III.6.2.1 Hypothèse et base de calcul du modèle.....	46
III.6.2.2 Limites de la méthode rationnelle	47
III.6.2.3 La période de retour	47
III.6.2.4 L'intensité.....	47
III.6.2.5 Le temps de concentration.....	47
III.6.2.6 Pente moyenne	48
III.6.3 Caractéristiques des bassins versants	49
III.6.4 Choix de la méthode	49
Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'assainissement	53
IV.1 Introduction	53
IV.2 Conception du réseau	53
IV.3 Choix de la variante.....	53
IV.4 Implantation et dimensionnement du réseau d'assainissement.....	54
IV.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement	54
IV.5.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	54
IV.5.2 Formules de calcul	54

V.5.3 Application.....	56
IV.6 Dimensionnement des ouvrages annexes	63
IV.6.1 Déversoirs d'orage.....	63
IV.6.1.1 Les données des bases (Déversoirs d'orage 3).....	63
IV.6.1.2 Débit de pointe transité et Débit rejeté.....	64
IV.6.1.3 Hauteur d'eau allant vers le bassin de décantation	64
IV.6.1.4 Hauteur de la lame déversant	64
IV.6.1.5 Longueur du seuil déversant	65
IV.6.2 Fosse	65
IV.6.2.1 Durée de rétention.....	65
IV.6.2.2 Capacité totale utile de la fosse	65
IV.6.3 Champ d'épandage	66
IV.6.3.1 Conditions de mise en œuvre	66
IV.6.3.2 Surface utile du champ.....	66
Chapitre V : Evaluation du cout du projet.....	67
V.1 Exécution des travaux.....	67
V.2 Calcul du volume des travaux.....	67
V.2.1 Volume de déblais.....	67
V.2.2 Volume de lit de sable.....	68
V.2.3 Volume occupe par les conduites.....	68
V.2.4 Volume remblai.....	68
V.2.5 Volume excédentaire.....	69
V.3 Détermination du devis estimatif et quantitatif	72
Conclusion Générale	73
Références Bibliographiques.....	75

Liste des Tableaux

Tableau I. 1 - Domaine d'utilisation, Avantages et inconvénients du système séparatif	7
Tableau I. 2 - Domaine d'utilisation, Avantages et inconvénients du système unitaire	9
Tableau I. 3 - Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	13
Tableau I. 4 - Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	13
Tableau II. 1 - Synthèse de précipitation de Kakanda	33
Tableau II. 2 - Principal ouvrage d'adduction d'eau dans la cité de Kakanda	34
Tableau III. 1 - Détermination du nombre d'habitants	39
Tableau III. 2 - Évaluation des débits à rejeter par les équipements	42
Tableau III. 3 - Évaluation des débits de pointe des eaux usées de chaque sous-bassins versant	43
Tableau III. 4 - Caractéristiques des bassins versants	49
Tableau III. 5 - Les intensités des bassins versants	49
Tableau III. 6 - Débits de pointes pluviales	50
Tableau IV. 1 - Dimensions des collecteurs principaux	59
Tableau IV. 2 - Paramètre hydraulique des collecteurs principaux	61
Tableau V. 1 - Résultats de calcul des volumes du terrassement pour les 32 Tronçons	70
Tableau V. 2 - Devis quantitatif et Estimatif approximatif du réseau d'assainissement	72

Liste des Figures

Figure I. 1 - Système séparatif	6
Figure I. 2 - Système unitaire	8
Figure I. 3 - Type des réseaux d'évacuation	10
Figure I. 4 - Type des joints	21
Figure I. 5 - Caniveaux à grille	23
Figure I. 6 - Les bouches d'égout.....	24
Figure II. 1 - Image du Mess Kakanda.....	30
Figure II. 2 - Carte de la cité Kakanda sur Google maps	30

Liste des Abréviations

L/S	: Latitude Sud
L/E	: Longitude Est
GMT	: Greenwich mean time
VRD	: Voirie de réseau et divers
Pf	: Population future
SBV	: Sous-Bassins Versant
BV	: Bassin Versant
Vmin	: Vitesse minimale d'écoulement
Dthé	: Diamètre théorique de la conduite
Qst	: Débit allant vers le bassin de décantation
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
PU	: Prix Unitaire
PT	: Prix Total
PTHT	: Prix Total Hors-Taxe
TVA	: Taxe sur la Valeur Ajouter
PTTC	: Prix Total toutes Taxes Comprises
MDDELCC	: Ministère du Développement Durable de l'Environnement et de Lutte contre les Changements Climatiques
PFE	: Projet de Fin d'Etude
ASTEE	: Association Scientifique et Technique de l'Eau et de l'Environnement

Dédicace

« Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence »

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ Ma mère MULANGA WA NGOIE Astride ;
- ✓ Mes rands parents MUYEMBE MAYOMBO Pierre et MUSAO TSHIMANGA Marie ;
- ✓ Mes sœurs NGOMBA KILUPULA Brenda, MUSAO TSHIMANGA Abigaël et KAYEMBE KILUPULA Evodie ;
- ✓ Et à toutes ma famille : KABALA, KAKUMBI Boni, ILUNGA Baylo, TSHIMANGA Madi, MATEBA Wivine, NTUNKA Marthin, MWANA.

MUYEMBE MAYOMBO Consolat

Ayant - Propos

Parmi les travaux qui marquent la fin du deuxième cycle des études universitaires à l'école supérieure des ingénieurs industriels, il nous est recommandé de rédiger un travail de fin d'étude (T.F.E) qui sanctionne la fin du cycle.

Toute ma parfaite gratitude, grâce et remerciement à Dieu le tout puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Mes remerciements s'adressent tout particulièrement à Monsieur ZEKA MUJINGA, Professeur de l'Université de Lubumbashi et Directeur de ce mémoire. Qu'il trouve ici ma profonde gratitude pour le temps qu'il a consacré à ce travail, sa compétence, sa disponibilité et sa gentillesse m'ont été d'un soutien à tout égard ; sans lesquels ce travail n'aboutirait pas. Il m'a fait l'honneur en m'acceptant et en me permettant de travailler sous sa direction.

Il serait injuste de ma part d'attendre plus longtemps pour exprimer ma reconnaissance à mon co-directeur Monsieur NGWANZA Norbert, Chargé des Travaux (C.T.) à l'Université de Likasi au département de Génie Civil qu'il accepte ma gratitude pour son encadrement, son temps et ses conseils. Son intellect a été d'un grand apport pour ce travail.

Nous remercions également Monsieur KADITA Serge, le Directeur général de l'école supérieure des ingénieurs industriels ; Monsieur MUSOLE Jules, Directeur des études et Monsieur ILUNGA Léon, Directeur des recherches pour avoir assuré le garde-fou de notre formation.

Nos vifs remerciements à l'ensemble des Assistants, Chefs de Travaux et Professeurs de l'Université de Likasi particulièrement ceux du département de génie civil qui ont contribué à la formation des Ingénieurs en génie civil.

Nous remercions aussi tous nos compagnons de lutte pour leur franche collaboration et leur solidarité

Enfin à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.

Introduction Générale

L'eau sur la terre incarne la vie. C'est un bien commun à toute la population ; après l'utilisation (usage) de cette eau, il est du devoir de tout un chacun de veiller à une bonne évacuation de cette eau dans l'intérêt de tout le monde.

Depuis l'antiquité l'homme a toujours cherché des méthodes pour l'évaluation des eaux usées, pour mieux vivre et bien organiser sa vie. Parmi les méthodes d'évaluation les techniques d'urbanisation dont l'assainissement sont les plus remarquable.

L'assainissement d'une agglomération a pour but de rendre propre un lieu, garantir l'évacuation des eaux usées et pluviales dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes de santé et hygiène ; en suite de procéder à leur traitement avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Kakanda est une cité de la province du Lualaba avec une population de 71176 Habitants, situé à environ 1300 m d'altitude, elle a au total 16 Quartiers mais seulement trois (3) sont alimentés par le réseau d'eau potable. La cité aspire aux normes d'urbanisation pour se transformé dans les jours avenir en commune ou ville. Elle est complètement dépourvu d'un réseau d'évacuation que ce soit pour les eaux usées que pour les eaux pluviales.

Le futur réseau de la zone d'étude est tracé dans les trois quartiers alimenté en eau potable et doit être en mesure d'évacuer sans danger et sans aucune contrainte, toutes les eaux usées et pluviales de l'agglomération. Pour cela, il est indispensable d'avoir certaines informations propres à l'agglomération (la topographie, la démographie, situation géographique, ...) afin de faire un choix convenable du système d'évacuation de ces eaux.

L'algorithme suivi a consisté :

- ✓ à la reconnaissance du site d'après les plans d'occupation de notre agglomération, ce qui a permis la collecte de données ;
- ✓ à l'étude des caractéristiques physiques et hydrologiques des sous-bassins, ce qui a permis à déterminer l'intensité des eaux pluviales ;

- ✓ à l'estimation de la population afin d'aboutir à la détermination des flux d'eaux usées à évacuer vers l'exutoire (STEP) ;
- ✓ à la quantification du débit (eaux usées et eaux pluviales) à évacuer ;
- ✓ au calcul hydraulique du réseau d'assainissement ;
- ✓ à présenter l'ensemble des éléments constitutifs du réseau d'assainissement.

Les calculs hydrauliques du réseau projetée sont exécutés à l'aide des logiciels Excel et Qgis.

Notre étude est répartie en 5 chapitres présentant toutes les étapes d'élaboration d'un projet d'assainissement jusqu'à l'horizon 2029 à savoir :

- ✓ chapitre i : Considérations générales sur les réseaux d'assainissements ;
- ✓ chapitre ii : Présentation de la zone d'étude ;
- ✓ chapitre iii : Evaluations des débits des eaux et pluviales ;
- ✓ chapitre iv : Dimensionnement du réseau d'assainissement ;
- ✓ chapitre v : Evaluation du cout du projet.

Chapitre I : Considérations générales sur les réseaux d'assainissement

I.1 Généralités sur les eaux usées

I.1.1 Définition et classification des eaux usées

L'utilisation des eaux engendre un nouveau produit appelé effluent ou eau usée. Les problèmes liés aux eaux usées s'aggravent suivant :

- ✓ la croissance démographique ;
- ✓ l'amélioration de la qualité de vie des populations ;
- ✓ le développement des activités industrielles.

Les eaux usées se divisent en deux grandes catégories :

- ✓ les eaux résiduaires urbaines (ERU) :
 - Eaux ménagères ;
 - Eaux des vannes ;
 - Eaux de ruissellement.
- ✓ les eaux résiduaires industrielles (ERI).

La composition et les caractéristiques d'une eau résiduaire urbaine sont peu variables par rapport aux eaux usées industrielles. Les eaux usées sont des eaux chargées de polluants, solubles ou insolubles, provenant essentiellement de l'activité humaine. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes répondant à ces catégories, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui avait servi aux besoins domestiques ou industriels.

I.1.2 Origine des eaux usées

On peut classer comme eaux usées, les eaux d'origine urbaines constituées par des eaux ménagères (Lavage corporel et du linge, Lavage des locaux, Eaux de cuisine) et les eaux vannes chargées de fèces et d'urines ; toute cette masse d'effluents est plus ou moins diluée par les eaux de lavage de la voirie et les eaux pluviales. Peuvent s'y ajouter suivant les cas les eaux d'origine industrielle et agricole.

L'eau, ainsi collectée dans un réseau d'égout, apparaît comme un liquide trouble, généralement grisâtre, contenant des matières en suspension d'origine minérale et organique à des teneurs extrêmement variables. En plus des eaux de pluies, les eaux résiduaires urbaines sont principalement d'origine domestique mais peuvent contenir des eaux résiduaires d'origine industrielle d'extrême diversité.

I.2 Système d'assainissement

I.2.1 Définition de l'assainissement

L'assainissement est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voie hydraulique des eaux pluviales et usées d'une agglomération. Les eaux sont recueillies à l'intérieur des propriétés par un réseau de canalisations puis évacuées d'une manière gravitaire vers un égout collecteur qui en assure le rejet dans un exutoire étudié à ne pas nuire à l'hygiène public. L'assainissement est de ce fait un outil précieux de lutte contre la pollution, l'inondation, les maladies à transmission hydrique et de sauvegarde de salubrité du milieu (**BOURRIER R, 1993**).

I.2.2 Historique de l'assainissement

Au siècle précédent, la politique d'assainissement (1894 loi sur le « tout à l'égout ») consistait encore essentiellement en une évacuation rapide des eaux usées et pluviales le plus possible des zones agglomérées.

Cette situation comme satisfaction se prolonge jusqu'en 1950.

Dès 1970, la croissance rapide de la population urbaine (22% en 1950, 75% en 1970) rend la situation critique. En effet le développement rapide de l'urbanisation des villes à leur périphérie a entraîné une forte augmentation des surfaces imperméabilisées ce qui accru considérablement les volumes et débits ruisselés entraînant ainsi une insuffisance des exutoires. On a donc assisté à une surcharge progressive de réseaux existants et à une augmentation du risque d'inondation.

Si la solution traditionnelle de réseaux d'assainissement est une bonne réponse sur le plan de l'évacuation des eaux, elle a sa limite et présente de nombreux inconvénients sur le cycle naturel de l'eau (augmentation des débits vers les rivières entraînant une manque d'eau vers les nappes, une saturation des exutoires, ...).

Devant l'impasse à laquelle conduisait l'assainissement pluvial classique, il a fallu innover. On a fait appel à des techniques alternatives basées essentiellement sur un stockage temporaire des eaux de pluie permettant de retarder l'écoulement avant l'exutoire ou d'infiltrer au maximum.

Pour atteindre cet objectif, les principes sont simples. Ils sont mis en œuvre en particulier dans les bassins de retenues qui ont trois fonctions essentielles :

- ✓ recueil des eaux de pluie ;
- ✓ rétention de ces eaux ;
- ✓ évacuation lente.

On peut distinguer :

- ✓ l'assainissement individuel ou non collectif ;
- ✓ l'assainissement collectif.

I.2.3 Assainissement individuel ou non collectif

On dit qu'il y a assainissement individuel lorsque les rejets d'eaux usées proviennent d'une seule habitation ; quand elles sont rejetées de plusieurs habitations (assainissement semi-collectif) sans être raccordées au réseau collectif public, et font l'objet d'un traitement spécifique sous la responsabilité d'un (ou plusieurs) propriétaire(s).

I.2.4 Assainissement collectif

I.2.4.1 Système séparatif

Dans lesquels deux réseaux sont mis en place :

- Réseau Pluvial : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est à dire les pointes pluviales, il suit la ligne de plus grande pente. Il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.
- Réseau d'Eaux Usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plupart du temps. Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections ne sont pas trop importantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel (**Figure I.1 et Tableau I.1**).

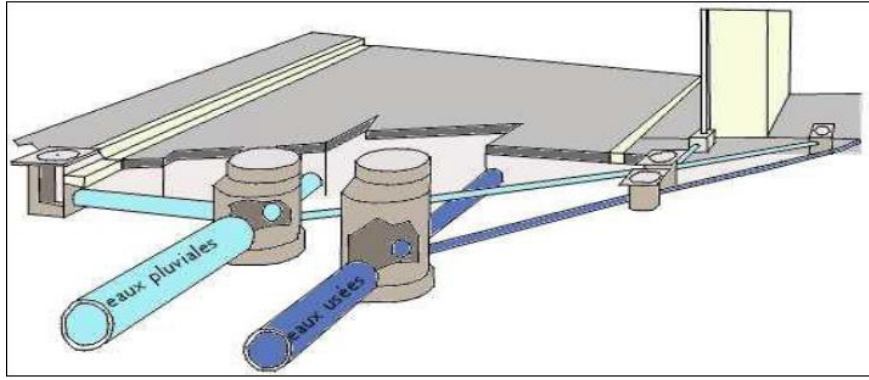


Figure I. 1 - Système séparatif

Tableau I. 1 - Domaine d'utilisation, Avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
- Petites et moyennes agglomérations ; - Extension des villes ; - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées - Exploitation plus facile de la station d'épuration - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).	- Encombrement important du sous-sol - Coût d'investissement élevé - Risque important d'erreur de branchement.	- Surveillance accrue des branchements ; - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ; - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs) ; - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables ; - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).

I.2.4.2 Système unitaire

Dans les quels un seul collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. En principe, toutes les eaux arrivent à la station d'épuration qui reçoit alors un effluent de quantité et de qualité très variables. Pour éviter cela, des ouvrages de déviation sont répartis sur le réseau pour permettre à la station de ne pas recevoir un débit supérieur à sa capacité.

Ce système est intéressant par sa simplicité puisqu' il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble. Dans le cas où la population est relativement dense et si le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé (**Figure I.2 et Tableau I.2**).

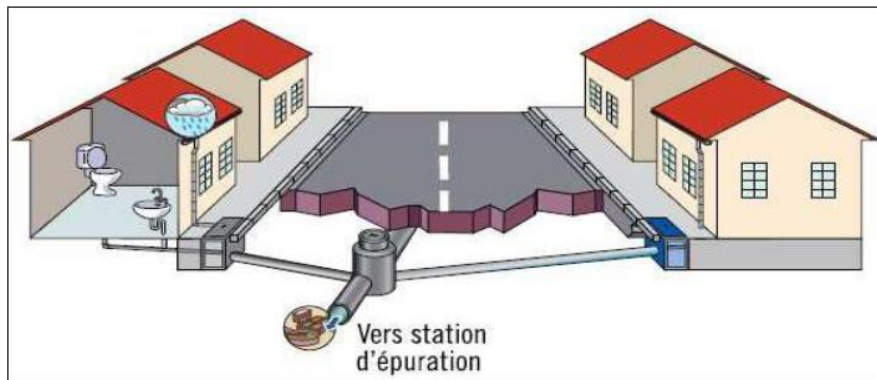


Figure I. 2 - Système unitaire

Tableau I. 2 - Domaine d'utilisation, Avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
- Milieu récepteur éloigné des points de collecte - Topographie à faible relief - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble - Encombrement réduit du sous-sol - A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales) - Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités - Pas de risque d'inversion de branchement.	- Débit à la station d'épuration très variable - Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales - Apport de sable important à la station d'épuration - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

I.2.4.3 Le système mixte

On appelle communément système mixte, un réseau constitué suivant les zones en partie d'un système unitaire et d'un système séparatif.

a. Système pseudo-séparatif

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

- ✓ l'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature ;
- ✓ l'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

Remarque :

Dans certaines agglomérations on peut rencontrer un système mixte. Dans ce type de système, une zone peut être assainie en partie par le système unitaire, et l'autre partie par le système séparatif.

Il est couramment appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont l'extension ne pourrait être supportée, par le réseau ancien, qu'en assurant le stockage d'une partie des eaux d'extensions.

b. Système composite

C'est une variante du système séparatif qui prévoit grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

c. Système spéciaux

Système sous pression sur la totalité du parcours : le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

Système sous dépression : le transport de l'effluent s'effectue par mise de canalisation en dépression.

I.2.5 Types de schémas du réseau d'assainissement

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types décrits ci-après (Figure I.3) :

I.2.5.1 Le schéma perpendiculaire au cours d'eau

C'est souvent celui des villes ou communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies le plus économiques et le plus rapides sans avoir un souci d'assainissement efficace des eaux rejetées.

I.2.5.2 Le schéma type « Collecteur latéral »

Ce schéma oblige parfois à prévoir des stations de relèvement.

I.2.5.3 Le schéma type « Collecteur transversal »

Ce schéma permet de reporter par simple gravité l'ensemble des effluents plus loin à l'aval par rapport au schéma précédent.

I.2.5.4 Le schéma type « Par zones étagées »

Ce schéma s'apparente au schéma précédent.

Le collecteur bas qui doit souvent faire objet de relèvement, se trouve soulagé des apports des bassins dominant qui peuvent être évacués gravitairement.

I.2.5.5 Le schéma type « centre collecteur unique » et le schéma type radial

Selon que le réseau converge vers un ou plusieurs points bas où l'on peut reprendre l'effluent pour le relever, on utilise ce type de schéma.

SCHEMAS TYPES DES RESEAUX D'EVACUATION

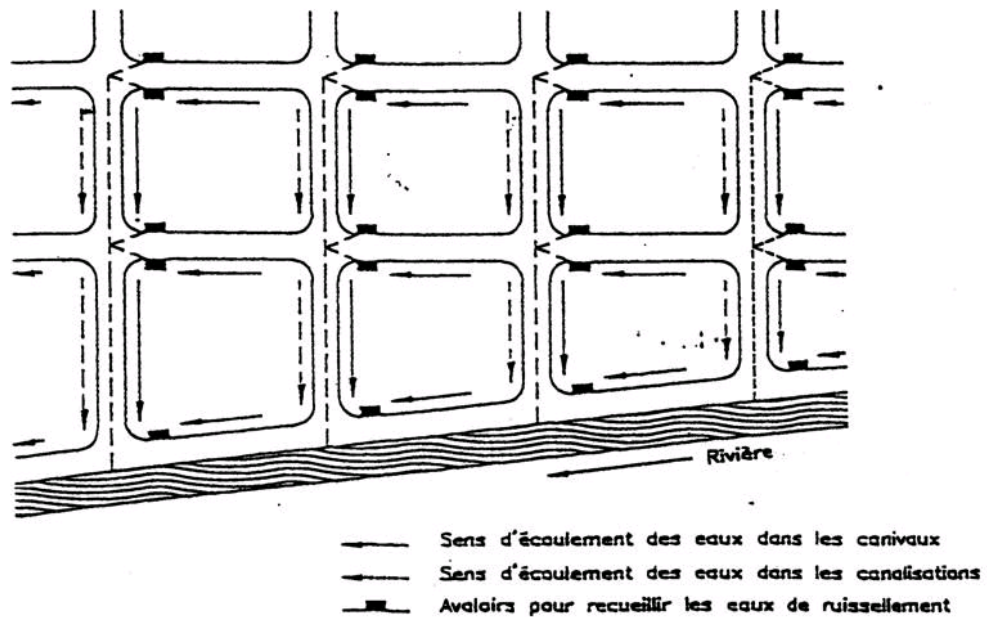
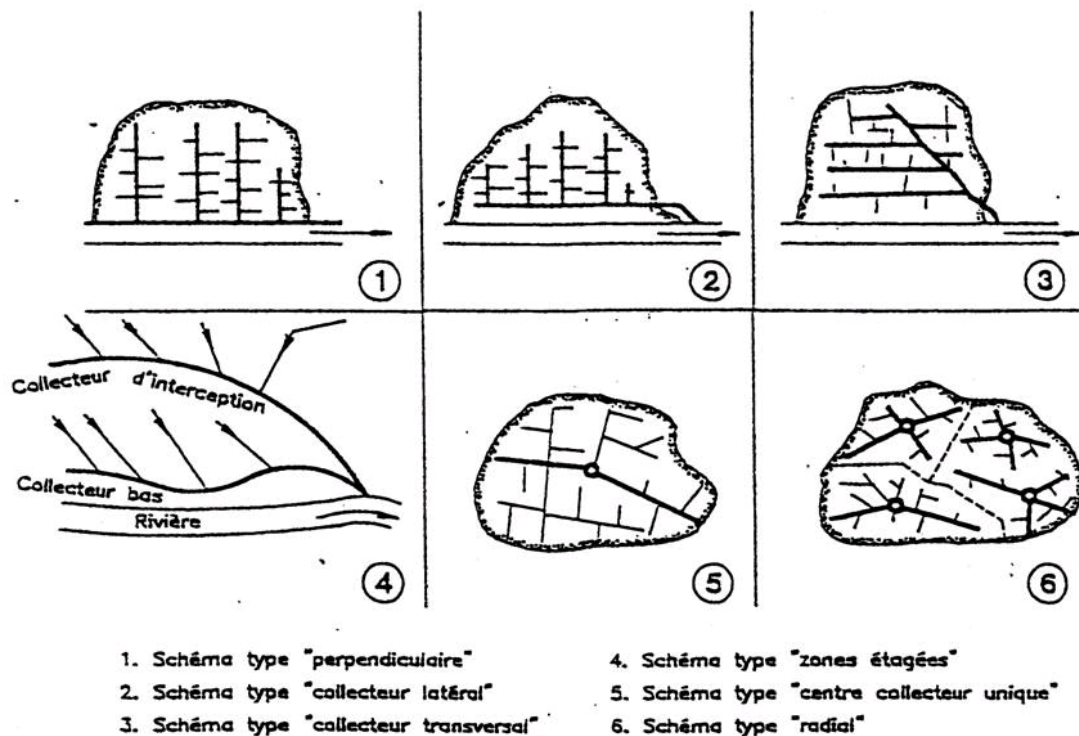


Figure I. 3 - Type des réseaux d'évacuation

I.2.6 Types de réseaux

On distingue deux types de réseaux : Ramifié ou Maillé, les réseaux d'assainissement appartiennent généralement au type « ramifié ».

En variante, on peut concevoir un réseau du type « maillé » semblable à celui des réseaux d'eau potable. En effet, ce réseau maillé permet dans certaines zones urbaines d'obtenir des meilleures conditions d'écoulement, d'auto curage, de gestion des fortes pluies et d'entretien (MESSAOUDI M. et MEZERAI K, 2015).

I.2.7 Choix d'un système d'assainissement

On peut opérer trois choix :

- ✓ Entre système collectif et individuel
- ✓ Entre système séparatif et unitaire
- ✓ La technologie à utiliser.

I.2.7.1 Choix entre un système collectif et individuel

Pour l'assainissement individuel, il portera sur l'aptitude des sols plus particulièrement, à celui de l'infiltration en aval de la fosse septique.

Pour l'assainissement collectif, ils sont plus souvent liés aux contraintes économiques :

- ✓ La nécessité de réaliser des ouvrages à grande profondeur ;
- ✓ L'encombrement du sous-sol des chaussées et l'étroitesse de celles-ci interdit la mise en place d'une conduite ;
- ✓ La nature des sous-sols nécessitant le recours à des procédés spéciaux de mise en place des conduites ;
- ✓ La topographie nécessitant la mise en place de stations de refoulement ;
- ✓ Le développement démographique prévu et sa localisation fondamentale.

I.2.7.2 Choix entre système séparatif et système unitaire

1. Aspects économiques

La comparaison du coût d'investissement de chacun des systèmes peut ressortir de l'avant-projet qui peut être fait en prenant en compte l'évolution démographique. Pour cela, sera élaboré un programme comportant un module de calcul des coûts des réseaux et des branchements auxquels, à ce coût, il convient d'ajouter celui de la partie intérieure du branchement.

2. Impact sur le milieu naturel

a. Exploitation du réseau et de la station d'épuration

Dans le système unitaire, l'exploitation d'un réseau est plus aisée. En revanche, elle pose des problèmes délicats au gestionnaire de la station chargé de tenir compte des afflux aléatoires dus aux eaux pluviales et des variations des charges correspondantes.

b. Choix résultant de toutes les contraintes

Le système séparatif s'impose lorsque le milieu récepteur est fermé (lac, bassin de retenue, etc.) Ou lorsque le débit d'étiage de ce milieu est faible au regard du débit d'eaux pluviales escompté.

Le système unitaire peut être conviendrait lorsque le débit d'étiage du milieu naturel est démesurément supérieur au débit de pointe des eaux pluviales et lorsque sa qualité est sensiblement meilleure que celle des usages fixés aux objectifs de qualité.

I.2.7.3 Choix du schéma du réseau d'évacuation

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- ✓ Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- ✓ Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- ✓ Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- ✓ L'implantation des canalisations dans le domaine public.

I.3 Trace en plan du réseau et profils en long des conduites

Les dessins détaillés en vue de la construction des réseaux d'égouts sont des plans et des profils.

Les plans doivent représenter toutes les parcelles à desservir ainsi que les rues, avec les côtes de tous les points importants.

Les profils sont des coupes, sections d'un terrain, laissant à découvert les pentes du sol, les différentes couches de terrain qu'il représente. Ils permettent d'apprécier le relief du terrain naturel mais également les formes de pentes des différentes conduites. De plus, ils donnent à quelques centimètres près la profondeur à laquelle les conduites sont enfouies. Ils indiquent également les espacements entre les regards à l'échelle, peuvent même permettre dans une certaine mesure d'estimer le volume de terre à excaver.

I.4 Dimensionnement des canalisations

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

I.4.1 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est fonction principalement de type d'occupation du terrain mais aussi de la nature des sols, de leur degré de saturation en eau, de la pente du terrain. A titre indicatif, des exemples de valeurs extraites de l'ouvrage « Guide technique de l'assainissement » de **Régis BOURRIER** sont portés dans les tableaux ci-après :

Tableau I. 3 - Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Densité de la population (hab. / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Tableau I. 4 - Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

I.4.2 Mode de calcul

$$Q = V \times S$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

$$V = C \times \sqrt{R \cdot I}$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

R : Rayon hydraulique (m), avec $R = \frac{S}{P}$

✓ Coefficient de CHEZY

Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement, Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Manning-Strickler :

$$C = K \times R \times H^{1/6}$$

D'où on tire l'expression du diamètre :

$$D = \left[\frac{n \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8}$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en (m)

K : Coefficient de Manning

n = 0.012 (tuyaux ciment lisse), n = 0,013 (conduite en béton)

I : La pente en %

Q : Débit en m³/s

✓ **Coefficient de BAZIN**

Coefficient donné par la formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Avec :

γ : est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

Le procédé de calcul se fait comme suit :

On calcule le débit à pleine section et la vitesse à pleine section par les l'équation suivantes :

$$Q_{ps} = \frac{0,3117}{0,013} \times D^{8/3} \times \sqrt{I}$$

Avec :

Qps : Débit à pleine section (m³/s)

D : Diamètre normalisé (m)

I : La pente en (%)

La vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D^2}$$

Avec :

Vps : La vitesse à pleine section (m/s)

Qps : Débit à pleine section (m³/s)

D : Diamètre normalisé (m)

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (1ère annexe) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section, Ensuite on calcule les rapports :

$$R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad \text{rapport des débits}$$

$$R_V = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{rapport des vitesses}$$

$$T_{\text{cpar}} = \frac{L}{60.V} = R_h = \frac{h}{D} \quad \text{rapport des hauteurs}$$

I.4.3 Contraintes de calage des réseaux

I.4.3.1 Canalisations d'eaux usées

Les canalisations d'eaux usées sont généralement circulaires.

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont :

- ✓ Diamètre intérieur minimum de 200 mm pour éviter les risques d'obstruction ;
- ✓ Pente minimum : 0,002 m/m Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité ;
- ✓ Couverture minimale de la canalisation : 80 cm En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes ;
- ✓ Regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydro curage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard : 50m ;
- ✓ Regard à chaque changement de pente ou de direction ;
- ✓ Vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.
- ✓ Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

- **Conditions d'auto curage :**

1. A pleine ou à demi-section : $V \geq 0,70 \text{ m/s}$ ou à l'extrême rigueur $0,50 \text{ m/s}$ (dans ce cas, le rapport des vitesses est égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieure à $0,70 \text{ m/s}$).

2. Pour une hauteur d'eau égale au $2/10$ du $\varnothing$: $V \geq 0,30 \text{ m/s}$ (le rapport des vitesses étant égal à $0,6$; on vérifiera que $0,6 V_{PS} \geq 0,3 \text{ m/s}$).

3. La hauteur d'eau doit être égale aux $2/10$ du $\varnothing$, assure par le débit moyen actuel.

(Le rapport des débits étant égal à 0,12 ; on vérifiera que $Q_{\text{moyen}} \geq 0,12 Q_{\text{PS}}$).

En pratique, on pourra considérer que l'auto curage est respecté si $V \geq 0,30$ m/s pour le débit journalier moyen actuel.

I.4.3.2 Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- ✓ Diamètre intérieur minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction ;
- ✓ Pente minimum : 0,003 m/m : Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- ✓ Couverture minimale de la canalisation : 80 cm En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes ;
- ✓ Regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydro curage des réseaux ou une visite par caméra ;
- ✓ Regard à chaque changement de pente ou de direction ;
- ✓ Vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité. Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

- **Conditions d'auto curage :**

1. Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0,60$ m/s (quand $r_q = Q/Q_{\text{PS}} = 0,1$; $r_v = V/V_{\text{PS}} = 0,55$ donc on vérifiera que $V_{\text{PS}} \geq 1$ m/s).

2. Pour 1/100 du débit à pleine section : $V \geq 0,30$ m/s, ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

I.5 Eléments constitutifs du réseau d'égout

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- ✓ Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;
- ✓ Le transport des eaux usées (susceptibles de provoquer une pétrification) dans les conditions d'hygiène favorable.

En matière d'assainissement nous trouvons :

- ✓ Les ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration, ou l'évacuation de ces derniers hors des agglomérations.
- ✓ Les ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage, etc.).

I.5.1 Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints (TOUBARI R, 2015).

I.5.1.1 Canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre ; ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre.

a. Type de canalisations

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination :

- ✓ **Conduite en béton armé**

Les tuyaux en béton sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation, etc.). Avant d'être qualifié « d'armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- ✓ des barres droites appelées génératrices ;
- ✓ des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15 cm.
- ✓ la longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m.

✓ **Conduite en amiante-ciment**

Les tuyaux et pièces de raccordement en amiante-ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre de canalisation se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage : à ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé.

✓ **Conduite en grès**

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuit entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre de conduite est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m.

✓ **Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié**

Sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C, les tuyaux ne sont pas non plus à l'épreuve de toute sorte de chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est de 6 m.

✓ **Tuyau en fibre-ciment sans pression**

Les fibres que l'on mélange au ciment permettent d'obtenir un matériau composite, on le désigne couramment par l'expression « fibres-ciment ». Des ouvrages de très grande taille peuvent être fabriqués avec ce matériau. Au nombre des avantages offerts par les produits en fibre-ciment, on retient leurs dispositions constructives homogènes.

✓ **Canalisations de forme ovoïde**

La canalisation est remplacée par un ovoïde lorsque les débits sont importants et entraînent de gros diamètres. L'égout ovoïde est constitué par des éléments préfabriqués ayant un profil en œuf avec une base aplatie, de 1m de longueur et munis de joints à emboîtement. Les dimensions permettent la visite et les regards sont alors supprimés à l'exception de ceux nécessaires à l'accès.

Les canalisations adjacentes sont piquées directement dans l'ovoïde sous réserve de déboucher à 20 cm au moins au-dessus du fil d'eau pour éviter les refoulements. Les éléments ovoïdes préfabriqués sont sensibles aux efforts latéraux ce qui implique une pose soignée, un sol bien dressé et un remblai méthodiquement compacté.

b. Choix du type de canalisation

Une attention particulière doit guider le choix des matériaux de construction des réseaux d'égouts ; les facteurs suivants sont à considérer :

- ✓ disponibilité des matières : ciment, agrégats et acier d'armature pour les tuyaux en béton par exemple ;
- ✓ caractéristiques d'écoulement des tuyauteries (coefficients de frottement, etc.)
- ✓ durabilité prévue des divers matériaux dans les conditions locales ;
- ✓ résistance physique des matériaux ;
- ✓ résistance à l'érosion, aux acides, aux bases, au gaz, et aux solvants lorsqu'il faut évacuer des eaux usées industrielles ou qu'il s'impose d'installer des égouts longs, peu inclinés, sous des climats chauds réputés accroître les risques de corrosion ;
- ✓ facilité de manutention et d'installation ;
- ✓ étanchéité et facilité d'assemblage des types de joints à utiliser ;
- ✓ disponibilité des pièces spéciales aux dimensions requises ;
- ✓ facilité d'installation des accessoires et des branchements ;
- ✓ coûts d'achat des matériaux, de manutention et d'installation.

I.5.1.2 Joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est fonction de la nature des eaux et de leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur).

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types de joints à utiliser :

a. Joint type Rocla

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

b. Joint à demi-emboîtement

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

c. Joint à collet

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

On a autres types de joint : Joint torique, Joint plastique matière plastique.

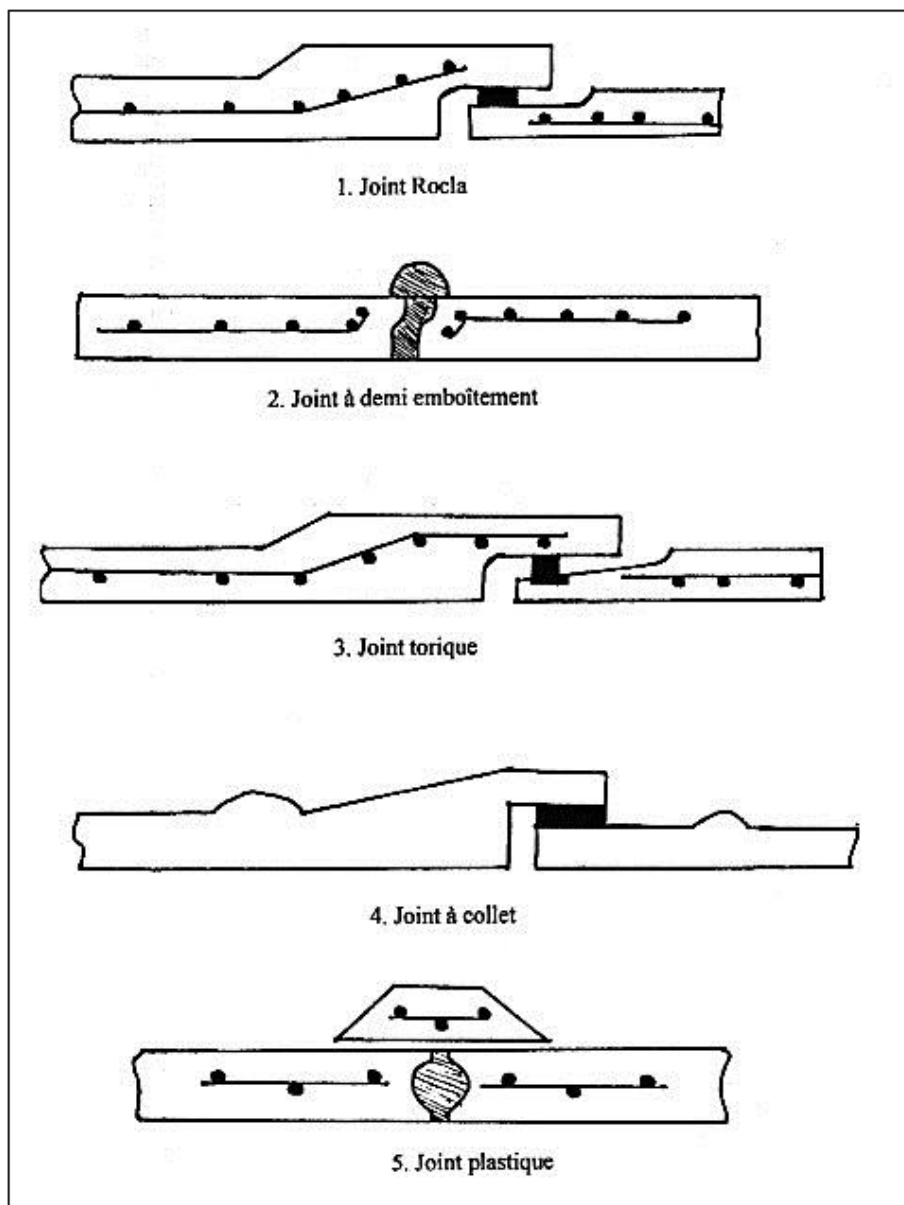


Figure I. 4 - Type des joints

I.5.2 Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- ✓ les ouvrages normaux ;
- ✓ les ouvrages spéciaux.

I.5.2.1 Ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

a. Branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles :

- ✓ un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement ;
- ✓ des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public ;
- ✓ les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

b. Fossés

Les fossés étaient principalement destinés à la collecte des eaux provenant des chaussées en milieu rural qui, depuis peu, rentrent dans les dispositions dites « alternatives » à la solution par tuyau ; des ouvrages de transport à faible pente, soit des ouvrages de retenue, soit des ouvrages de stockage des eaux. Il faut procéder à un entretien périodique, afin de les débarrasser des produits décantés qui peuvent s'y accumuler et provoquer, notamment, des odeurs de fermentation.

c. Caniveaux

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

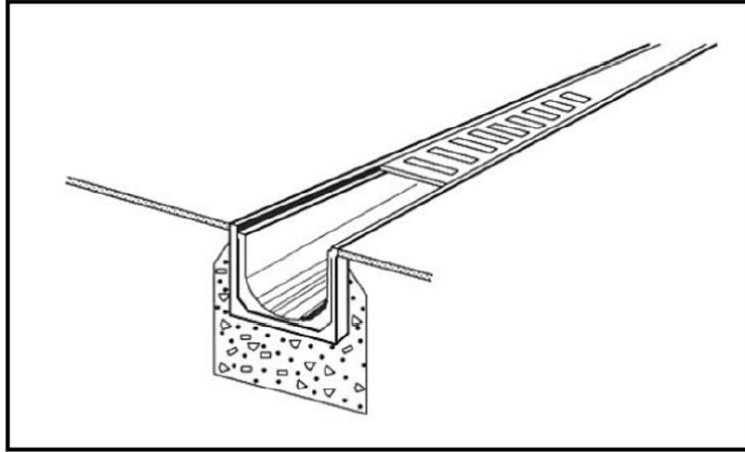


Figure I. 5 - Caniveaux à grille

d. Bouches d'égout

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

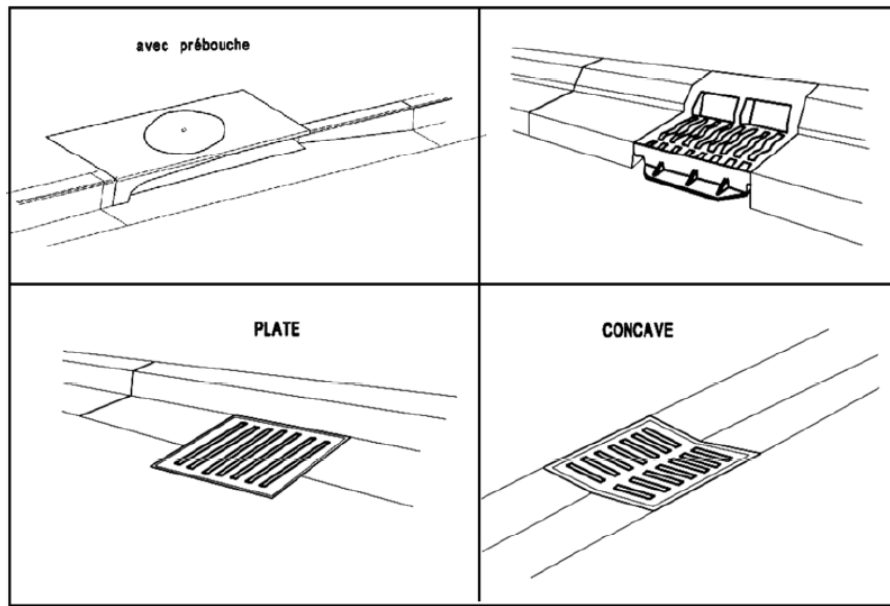


Figure I. 6 - Les bouches d'égout

e. Regards

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- ✓ regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- ✓ regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
- ✓ regard double : pour un système séparatif ;
- ✓ regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous ;
- ✓ regard de chute : à forte pente.

La distance entre deux regards est variable :

- ✓ 35 à 50 m en terrain accidenté ;
- ✓ 50 à 80 m en terrain plat.

Les regards doivent être installés Sur les canalisations :

- ✓ à chaque changement direction ;
- ✓ à chaque jonction de canalisation ;
- ✓ aux points de chute ;
- ✓ à chaque changement pente ;
- ✓ à chaque changement diamètre.

I.5.2.2 Ouvrages spéciaux

a. Déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

On distingue plusieurs types de déversoir :

- ✓ déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée ;
- ✓ déversoir à seuil latéral et conduite aval libre ;
- ✓ déversoir d'orage a ouverture du fond.

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- ✓ le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- ✓ les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur ;
- ✓ la capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- ✓ le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval ;
- ✓ topographie du site et variations des pentes.

b. Bassins de retenue d'eau pluviale

A cet égard, l'économie des projets, qui reposait jusqu'ici essentiellement sur les nécessités d'évacuer le plus rapidement possible les effluents vers le milieu naturel (récepteur) le plus proche peut-elle être remise en cause et modifiée en conséquence.

En effet, on peut naturellement transposer, en invitant les concepteurs à rechercher des solutions à priori plus économiques, moyennant l'interposition d'ouvrages de retenue d'un type nouveau.

Les bassins de retenue sont essentiellement constitués par :

- ✓ un corps de bassin (fond et berge).
- ✓ un ouvrage aval, généralement constitué par une digue avec dispositif d'évacuation des eaux.

c. Dégrilleurs

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les Dégrilleurs.

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage.

Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent des grilles à barreaux placés en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un bypass.

d. Bassins de dessablement

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux.

I.6 Dégradation d'un réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement est dit dégradé lorsqu'il est incapable d'assurer les conditions nécessaires à la réalisation des objectifs qui lui sont assignés. C'est une quantification de l'écart entre l'état réel (performance actuelle) et l'état prévu (performance optimale).

I.6.1 Types de dégradation

La dégradation d'un réseau d'égout peut être définie comme étant son incapacité à évacuer les eaux sanitaires et pluviales sans surcharge hydraulique, avec un certain impact sur l'environnement et la conservation de la bonne intégrité structurelle. Il est à noter qu'il y a trois types de dégradation :

I.6.1.1 Dégradation hydraulique

C'est l'incapacité de l'égout à transporter le débit de conception sans dommages à la propriété. Un tronçon est dit défaillant quand il n'est plus capable d'évacuer adéquatement le débit de design pluvial et sanitaire. Même, il suffit parfois qu'un tronçon soit défaillant pour juger le dysfonctionnement de l'ensemble du réseau. En effet, une surcharge observée au niveau d'une conduite peut être causée par elle-même ou/et par autres conduites en aval.

Cette dégradation se manifeste par les inondations suite à l'augmentation des débits de ruissellement, l'augmentation de la rugosité par usure ou excentricité des joints et la présence d'obstacles et de sédiments par manque d'entretien.

I.6.1.2 Dégradation structurale

Représente en général le mauvais état physique d'un tronçon de conduite. Le réseau d'égout est compté parmi les infrastructures souterraines, se mettant en contact d'une façon permanente par ces différents composantes (conduites, collecteur, intercepteur, émissaire, etc.) avec le milieu environnant. L'état du sol constituant l'assise de la conduite est très important, car il lui constitue un soutien latéral. La sollicitation des charges statiques permanentes et les charges dynamiques, liées au trafic routier, fait aussi partie du milieu environnant. L'ensemble de ces facteurs associées au vieillissement du réseau et la qualité de maintenance représentent les causes de la dégradation structurale. Cette dernière, peut aussi influencer la stabilité du réseau et son fonctionnement ainsi qu'occasionner des problèmes d'infiltration et d'exfiltration.

I.6.1.3 Dégradation environnementale

La dégradation environnementale la plus commune est le déversement des eaux unitaires par les déversoirs d'orage en temps de pluie : CSO (Combined Sewer Overflow). Il se manifeste quand la fréquence annuelle des déversements (sans traitement) dépasse largement la valeur prescrite par le MAMROT (4 débordements par an).

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II.1 Introduction

Les projets d'assainissement nécessitent toujours une étude rigoureuse et détaillée de la zone où auront lieu les travaux, dans le but de connaître les caractéristiques physiques du site ainsi que les facteurs influençant la conception du projet,

Ils peuvent se répartir en quatre catégories :

- ✓ les données naturelles du site ;
- ✓ les données relatives à l'agglomération ;
- ✓ les données relatives au développement futur de l'agglomération ;
- ✓ les données propres à l'assainissement.

C'est pourquoi la connaissance de l'agglomération est un volet primordial pour le futur choix de la variante d'aménagement hydraulique.

II.2 Historique de la cite minière de Kakanda

La cite minière de Kakanda est née pratiquement des terres de Bazanga à cote du village Kamimbi. Initialement les prêtres catholique, bénédictins y avaient érigé un petit séminaire dans les années 1950. Les prêtres avaient aménagé de Kapiiri, un site touristique, à cause de sa célèbre chute du même nom. Aujourd'hui encore on peut constater le reste du petit séminaire, notamment le mess était la chapelle, l'hôpital faisait office des dortoirs, les classes étant situé sur l'avenue dite des églises. L'école était desservie en courant grâce à une turbine construite au niveau de la rivière Dikulwe.

Vers les années 1959 l'Union Minière du Haut-Katanga (UMHK) avait grâce à la prospection découverte de grands gisements de cuivre et cobalt. C'est ainsi que l'école a déménagé de Kakanda à la Mwera dans les environs du village Kyembe dans le territoire de Kambove. C'est à ce moment que l'UMHK a débuté ses travaux dans la cité et du concentrateur de Kakanda. Pour abriter ses travailleurs, l'entreprise avait commencé par construire le quartier Swakala dont les travaux étaient faits en terre battue. Enfin en 1960, la construction du concentrateur et d'une petite cite moderne furent achevées. Et Tshombe, alors président du Katanga sécessionniste inaugura officiellement les débuts de l'exploitation minière.

La cite comportait de belles maisons et toutes les avenues étaient asphaltées. Un peu plus loin était le centre urbain pour le Cadre de l'entreprise, le Guets-House à côté de la DAC

servaient de maison de prêtres. Kakanda tire son nom de la rivière qui a toujours servit d'écouler le reste de concentrés issus de concentration.



Figure II. 1 - Image du Mess Kakanda

II.3 Situation Géographique et Localisation

Kakanda se trouve dans une région riche en cuivre et cobalt dans la province du Lualaba en république démocratique du Congo d'où on l'appelle souvent cité minière et à environ 120 Km de Kolwezi. (Chefs-lieux de Lualaba) vers l'Ouest.

Kakanda a environ une superficie de 5,347 km², situé à d'altitude de 1300 m, les coordonnées géographiques sont 10°44'00'' L/S et 26°23'00'' L/E et le fuseau horaire est de GMT + 2.

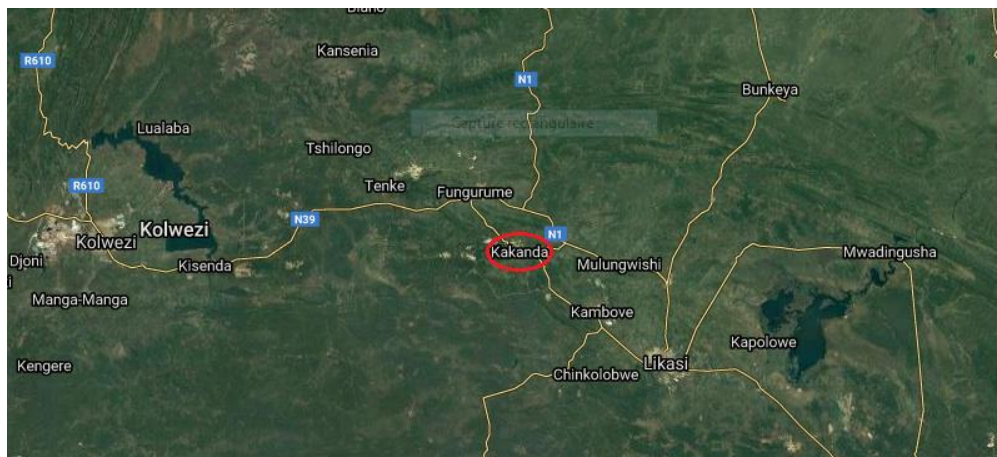


Figure II. 2 - Carte de la cité Kakanda sur Google maps

II.4 Subdivision et Contenu de Kakanda

Kakanda est divisé en plusieurs quartiers notamment : Les quartiers Gécamines, Makomeno, N'sele, Swakala, Munongo, Karavia, Golf, Bienvenu, Philippes, Jumping, Ntambo, Luita, Kabambakole, Mines, Mutondo, Mwepu et entourée des quelques villages tels que : Kamimbi, Kikaka, Mawazo.

Il nous semble utile de souligner que tous ses quartiers sont administrativement organisés par les sources étatiques.

Il a aussi en sein :

- ✓ un hôpital de Référence au quartier Gécamines ;
- ✓ un Cimetière Musanza à 3,5 km au sud ;
- ✓ un Marché Central au quartier Gécamines ;
- ✓ une église catholique et méthodiste ;
- ✓ les bureaux administratifs ;
- ✓ un Terrain de Volley Ball au quartier Gécamines ;
- ✓ deux terrains de Basket Ball : un au quartier Gécamines et l'autre au quartier Makomeno ;
- ✓ deux Terrains de Football : Mali et Louis Mpembo au quartier N'sele ;
- ✓ un Cercle ;
- ✓ et Tant d'écoles et centres de santé.

II.4.1 Les quartiers

II.4.1.1 Gécamines

Un centre d'attraction de toutes les activités de Kakanda parce que dans ces quartiers nous trouvons le marché, l'hôpital, une bonne et renommée école, de bonnes alimentations et super marché érigé le long de l'avenue de l'indépendance.

II.4.1.2 Makomeno

Appelé aussi Centre Urbain, c'est un quartier habiter par de personnes de haute personnalité, nous citons les cadres des entreprises

Makomeno a une seule avenue appelé principale.

II.4.1.3 Swakala

C'est un quartier qui a 3 avenues, appelé aussi CAMP parce que il est habité par 30% de policiers et nous trouvons ici le bureau de la police nationale congolaise (PNC), de l'administrateur du territoire jadis bureau du chef de poste bref tous les bureaux des services de l'Etat s'y trouvent.

N.B : Dans les autres quartiers il n'y a pas grandes choses à signaler, ce sont des quartiers habités par des personnes qui ont immigrées vers Kakanda récemment en quête du travail dans les entreprises locales.

Notons aussi que le quartier étendu est N'Sele

II.5 Données naturelles de la Zone

II.5.1 Climat

Le climat est dans l'ensemble tropical sec par conséquent il y a la présence de deux saisons (la saison de pluie qui va du mois de novembre au mois d'avril et la saison sèche) et reçoit une précipitation entre 1000 et 1500 mm par an avec une température moyenne annuelle de plus au moins 25°.

II.5.2 Végétation

La végétation est constituée par une savane herbeuse et une forêt claire.

II.5.3 Relief

Kakanda se situe aux abords du plateau Biano semé des collines telles que Kimbalasani, Kimbeja, Kabambakole, Disele, Luita, Mukondo, Kabolela qui constituent les principaux sites miniers exploitées successivement par les entreprises **UMHK, GECAMINES, CMG, KMC, SAVANA, CCC, BOSS MINING.**

II.5.4 Hydrographie

Kakanda est constitué de 2 cours d'eau à savoir la rivière Dikulwe et Kakanda.

II.5.4.1 Dikulwe

Elle prend sa source vers Kilela Balanda pour se jeter dans la Lufira dans le territoire de Mitwaba et se situe à environ 3 Km à l'Est, au niveau du village Kamimbi et fait apparaître un pont sur la principale qui va vers Kambove et Likasi.

II.5.4.2 Kakanda

Pour les travaux, toutes les entreprises qui se sont succédé (**UMHK, GECAMINES, CMG, KMC, SAVANA, CCC, BOSS MINING**), ont utilisé la rivière dans les collines de Luita, pour terminer sa course dans la rivière Dikulwe.

II.5.5 Pluviométrie

La pluviométrie est une donnée indispensable pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement qui a pour but d'éviter les inondations provoquées par les eaux d'orage (**Tableau II.1 et TAMBWE S, 2018**).

Les précipitations sous forme de pluie ou de neige sont mesurées dans des stations pluviométriques ou les relevés se font soit manuellement (pluviomètre), soit à l'aide d'appareils enregistreur (pluviographes).

Tableau II. 1 - Synthèse de précipitation de Kakanda

Année	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Pa (mm)
2007-2008	49	224	282.5	216.8	146.2	297.5	14.5	0	0	0	0	0	1230.5
2008-2009	76	220	286	415	267	121.5	26	0	0	0	0	0	1411.5
2009-2010	0	206.7	252.7	316	174.9	248	1.5	0	0	0	0	0	1199.8
2010-2011	0	134	242	173	167	309.5	63	50	21	0	0	0	1159.5
2011-2012	54	208	241	232	250	326.5	44	0	0	0	19	0	1374.5
2012-2013	237.5	208	160.5	320	242	197	19	0	0	0	0	0	1384
2013-2014	40	177.9	118.8	189	240.5	176.5	101	0	0	0	0	0	1043.7
2014-2015	32.5	116.5	191.5	205.9	151	114	167	0	0	0	0	0	978.4
2015-2016	25.5	172.5	288	257	107.5	333.6	36	0	0	0	0	0	1220.1
2016-2017	9.5	58	289	340	282	236	124	0	0	0	0	0	1338.5
2017-2018	3	21.5	370.3	294	221	210	131.5	0	0	0	0	0	1251.3

(Source : Département de MINES/BOSS MINING)

II.6 Situation Démographique

Il est à noter qu'avec l'accélération de l'exploitation minière, la petite cité minière de Kakanda a connu un développement rapide en ce qui concerne son étendue et l'évolution sociale avec une population 71176 âme (2019) avec un taux de croissance de 3 %. (**Source : Bureau Administratif de KAKANDA**)

Il est à noter que notre projet est à courte terme c'ad de 10 ans.

$$P_f = 71176 \times (1 + 0,03)^{10}$$

$$P_f = 95655 \text{ Habitants}$$

II.7 Ressources en Eau et Ouvrages de Stockage

La cite de Kakanda est desservie d'eau d'une nappe phréatique. L'eau est pompée d'un puits profond (SAFI) et est distribuée aux ménages et aux infrastructures administratives à l'aide d'un château d'eau et alimente 3 quartiers à savoir : GCM, Makomeno et Swakala et quelques parties des quartiers voisins (Tableau II.2).

Tableau II. 2 - Principal ouvrage d'adduction d'eau dans la cité de Kakanda

Forage	Profondeur	Capacité de la pompe	Château d'eau		
			No	Hauteur	Volume
SAFI	120 m	148 m ³ /h	R	8 m	160

Chapitre III : Évaluation des débits d'eaux usées et pluviales

III.1 Introduction

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- ✓ l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - d'empêcher la submersion des zones urbanisées ;
 - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- ✓ la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

III.2 Objectif

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie ; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

III.3 Nature des eaux usées à évacuer

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées.

On distingue :

- ✓ les eaux usées d'origine domestique ;
- ✓ les eaux de ruissellement ;
- ✓ les eaux usées d'origine industrielle.

III.3.1 Les eaux usées d'origine domestique

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, Elles sont constituées essentiellement des eaux ménagères et des eaux des vannes.

- ✓ Les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- ✓ Les eaux des vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

III.3.2 Quantités à évacuer

La quantité des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leurs tours dépendent de :

- ✓ Evaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- ✓ type d'habitats et leur degré de confort ;
- ✓ dotation en eau potable ;
- ✓ conditions climatiques ;
- ✓ prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

III.3.3 Les eaux de ruissellement et les eaux des services publics

Les eaux de ruissellement émanent des eaux de pluie. Les eaux qui s'abattent sur le bassin versant jouent 3 rôles :

- ✓ d'abord elles humidifient les surfaces du bassin versant et les équipements qui y sont installés ;
- ✓ elles s'infiltrant dans le sol et rejoignent la nappe phréatique ;
- ✓ enfin elles ruissellent jusqu'au point du captage (fosse, bouche d'égout ou rivière).

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

III.3.4 Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent de diverses usines. Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité des eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- ✓ procédé de fabrication utilisé ;
- ✓ taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- ✓ les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C ;
- ✓ elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

III.3.5 Eaux usées d'équipements

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

III.4 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- ✓ on estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- ✓ on calcule le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- ✓ on calcul la densité partielle de chaque sous bassin ;
- ✓ on déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

III.4.1 Coefficient de ruissellement pondéré

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$Crp = \frac{\sum_{i=0}^n Ai \times Cri}{A}$$

Avec :

Ai : Surface du sous bassin (ha)

A : Surface totale en (ha)

Cri : Coefficient de ruissellement partiel

Crp : Coefficient de ruissellement total pondéré

Application numérique :

$$Crp = \frac{(4,37 \times 0,39) + (1,65 \times 0,39) + \dots + (0,32 \times 0,39) + (0,4 \times 0,39)}{115,43}$$

$$Crp = 0,39$$

III.4.2 Calcul de la densité partielle

$$Di = \frac{Cri \times Pt}{Crp \times A}$$

Avec :

Di : Densité partielle pour chaque sous bassin (hab./ha)

Crp : Coefficient de ruissellement total pondéré

A : Surface totale (ha) A = 534,7 ha

Pt : Nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2028 = 95655 hab.

Application numérique :

$$Di = 179 \text{ Hab./ha}$$

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$Pi = Di \times A$$

Remarque :

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de sous bassins, sont reportés dans le tableau III.1.

Tableau III. 1 - Détermination du nombre d'habitants

SBV	Surface (ha)	Di (hab/ha)	Pi (hab)
SBV 1-2	4,37	179	782
SBV 2-3	1,65	179	295
SBV 4-5	18,29	179	3274
SBV 5-6	2,49	179	446
SBV 6-3	0,85	-	-
SBV 3-7	3,52	179	630
SBV 7-8	0,75	179	134
SBV 8-9	1,33	179	238
SBV 10-11	5,33	179	954
SBV 11-9	1,63	179	292
SBV 9-12	3,54	179	634
SBV 3-13	1,58	-	-
SBV 13-14	12,19	179	2182
SBV 15-16	2,8	179	501
SBV 16-17	3,17	179	567
SBV 18-19	4,7	179	841
SBV 19-17	0,9	-	-
SBV 17-14	4,32	179	773
SBV 14-20	2	179	358
SBV 20-21	0,45	179	81
SBV 1-22	6,18	179	1106
SBV 22-23	3,18	179	569
SBV 23-24	3,03	179	542
SBV 24-27	2,17	179	388
SBV 25-26	10,7	179	1915
SBV 26-27	2,16	179	387
SBV 27-28	10,26	179	1837
SBV 28-29	0,54	-	-
SBV 29-30	0,33	-	-
SBV 30-31	0,3	-	-
SBV 31-32	0,32	-	-
SBV 32-33	0,4	-	-
SOMMES	115,43		19158

III.5 Estimation des débits des eaux usées

L'évaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer journallement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée (OKUN D.A. et PONGHIS G, 1976).

III.5.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 100 l/j/hab. et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

III.5.2 Evaluation du débit moyen journalier

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable, à laquelle on ajoute un coefficient de rejet K_r ; ($K_r < 1$).

$$Q_{\text{moy}} = \frac{K_r \times D \times n}{86400}$$

Avec :

Q_{moy} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (l/s).

K_r : Coefficient de rejet, on estime que 80% de l'eau potable consommée est rejetée.

D : Dotation journalière en eau potable, estimée à 100 l/j/ hab.

n : Nombre d'habitants total, $n = 19158$ habitants.

$$Q_{\text{moy}} = 17,74 \text{ l/s}$$

III.5.3 Evaluation du débit de pointe

Le régime du rejet est conditionné par le train de vie des citadins, ce qui nous donne des heures ou on a un pic et des heures creuses où le débit est presque nul (la nuit).

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moyj}}$$

Avec :

K_p : coefficient de pointe.

Pour estimer le coefficient de pointe on a plusieurs méthodes, parmi lesquelles on a :

- ✓ méthode liée à la position de la conduite dans le réseau ;
- ✓ le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville ;
- ✓ le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

$$\begin{array}{ll} \text{Où :} & K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si } Q_{moy} > 2.8 \text{ l/s} \\ & K_p = 4 \quad \text{Si } Q_{moy} \leq 2.8 \text{ l/s} \end{array}$$

Remarque :

La consommation moyenne journalière de notre zone d'étude est égale 17,24 l/s qui est supérieure à 2,8 ($Q_{moy} > 2,8$ (l/s) alors le K_p se calcul par la formule suivante :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} = 2,09$$

Tableau III. 2 - Évaluation des débits à rejeter par les équipements

SBV	Équ.	Unité de mesure	Nbre de C.	Dot. (l/j)	Débit Équ. (l/s)
SBV 1-2	Écoles (2)	Élève	2400	30	0.69
	Églises (2)	Fidèle	260	10	
SBV 2-3	Église	Fidèle	130	10	0.01
SBV 4-5	Églises (3)	Fidèle	390	10	0.04
SBV 5-6	Église	Fidèle	130	10	0.01
SBV 6-3	Église	Fidèle	130	10	0.01
SBV 3-7	École	Élève	3348	30	1.03
	Église	Fidèle	130	10	
	B. Admis	Fonctionnaire	60	15	
	Centre de Santé	Malade	58	150	
SBV 7-8	Église	Fidèle	130	10	0.01
SBV 8-9	Églises (2)	Fidèle	260	10	0.02
SBV 10-11	Églises (2)	Fidèle	260	10	0.02
SBV 11-9	Églises (3)	Fidèle	390	10	0.04
SBV 9-12	Église	Fidèle	130	10	0.01
SBV 13-14	École	Élève	2280	30	1.28
	Hôpital	Malade	232	300	
SBV 18-19	Centre de santé	Malade	84	150	0.26
	Marché	Marchand(e)s	300	50	
SBV 1-22	Écoles (2)	Élève	3168	30	0.88
SBV 27-28	École	Élève	1584	30	0.44

**Tableau III. 3 - Évaluation des débits de pointé des eaux usées de chaque sous-bassins
versant**

SBV	Nbre d'Hab.	Qmoy j (l/s)	Kp	Qpt (l/s)	Qp Equip. (l/s)	Qpt tot. (l/s)
SBV 1-2	782	0,72	2,09	1,52	0,69	2,21
SBV 2-3	295	0,27	2,09	0,57	0,01	0,58
SBV 4-5	3274	3,03	2,09	6,35	0,04	6,38
SBV 5-6	446	0,41	2,09	0,86	0,01	0,88
SBV 6-3	-	-	-	-	0,01	0,01
SBV 3-7	630	0,58	2,09	1,22	1,03	2,25
SBV 7-8	134	0,12	2,09	0,26	0,01	0,27
SBV 8-9	238	0,22	2,09	0,46	0,02	0,49
SBV 10-11	954	0,88	2,09	1,85	0,02	1,87
SBV 11-9	292	0,27	2,09	0,57	0,04	0,60
SBV 9-12	634	0,59	2,09	1,23	0,01	1,24
SBV 3-13	-	-	-	-	-	-
SBV 13-14	2182	2,02	2,09	4,23	1,28	5,51
SBV 15-16	501	0,46	2,09	0,97	-	0,97
SBV 16-17	567	0,53	2,09	1,10	-	1,10
SBV 18-19	841	0,78	2,09	1,63	0,26	1,89
SBV 19-17	-	-	-	-	-	-
SBV 17-14	773	0,72	2,09	1,50	-	1,50
SBV 14-20	358	0,33	2,09	0,69	-	0,69
SBV 20-21	81	0,07	2,09	0,16	-	0,16
SBV 1-22	1106	1,02	2,09	2,14	0,88	3,02
SBV 22-23	569	0,53	2,09	1,10	-	1,10
SBV 23-24	542	0,50	2,09	1,05	-	1,05
SBV 24-27	388	0,36	2,09	0,75	-	0,75
SBV 25-26	1915	1,77	2,09	3,71	-	3,71
SBV 26-27	387	0,36	2,09	0,75	-	0,75
SBV 27-28	1837	1,70	2,09	3,56	0,44	4,00
SBV 28-29	-	-	-	-	-	-
SBV 29-30	-	-	-	-	-	-
SBV 30-31	-	-	-	-	-	-
SBV 31-32	-	-	-	-	-	-
SBV 32-33	-	-	-	-	-	-

III.6 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représentent la majeure partie (ASTEE, 2017).

Pour calculer les débits d'eaux pluviales il existe différentes méthodes qui sont adaptées à des bassins versants urbanisés. Cependant, ceux qui ont été testés et calés sur des bassins urbains tropicaux sont : la méthode rationnelle et le modèle de Caquot qui sont plus adaptées pour des bassins versants urbanisés et donnent directement le débit de pointe à l'exutoire contrairement aux autres qui ne fournissent que l'hydrogramme de ruissellement (MDDELCC, 2017).

III.6.1 Méthode de Caquot

La méthode de Caquot permet aussi de calculer le débit de pointe. Elle représente une évolution de la méthode rationnelle en évitant d'être limité par l'estimation du temps de concentration d'une part, et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant d'autre part.

Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain.

La formule est exprimée comme suit :

$$Q = K^{1/u} \times I^{v/u} \times C^{1/u} \times A^{w/u}$$

Avec :

Q_{brute} : Débit de brute en m^3/s ;

I : pente moyenne du bassin versant en m/m ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : superficie du bassin versant en Hectares ;

K , u , w , v dépend des coefficients de Montana a et b :

$$K = 0,5^b \times \frac{a}{6,6}$$

$$u = 1 + (0,287 \times b) \quad \text{avec } (0 < u < 1)$$

$$v = - 0,41 \times b$$

$$w = 0,95 + (0,507 \times b)$$

a et b coefficient dépendant de la région géographique et de la période retour.

Le débit brut ainsi calculé doit être corrigé pour avoir le débit de pointe par un coefficient d'influence « **m** » dont la formule est :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^u$$

$$u = \frac{0,84 \times b}{1 + (0,287 \times b)}$$

Avec :

M coefficient de l'allongement définit comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » en (mètre ou hectomètre) à la racine carrée de la surface en (mètre carré ou en hectare) équivalente à la superficie du bassin versant. Son expression est :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad (M \geq 0,8)$$

Ainsi la formule de débit de pointe (corrigée) est :

$$Q_p = m \times Q_{brute}$$

III.6.1.1 Hypothèse et base de calcul du modèle

- ✓ le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration ;
- ✓ le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentrations ;
- ✓ le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

III.6.1.2 Limites de la méthode superficielle

La méthode de Caquot reste la méthode de base même si elle a quelques limites qui sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- ✓ la surface A doit être inférieure à 200 ha ;
- ✓ la pente du bassin versant doit être comprise entre 0.002 et 0.05 m/m ;
- ✓ le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.

III.6.2 La méthode rationnelle

La seconde méthode dite rationnelle est la plus ancienne que la superficielle, C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généraliser, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

Le ruissellement maximal imputable à une pluie d'intensité uniforme I , tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée T_n supérieure ou égale au temps de concentration T_c du bassin est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Q_p = 0,167 \times C_r \times i \times A$$

Avec :

Q : Débit maximal (m^3/s).

A : Surface du bassin versant (ha).

i : Intensité de pluie (mm/min).

C_r : Coefficient de ruissellement $0 < C < 1$.

0,167 : Coefficient de conversion d'unité.

III.6.2.1 Hypothèse et base de calcul du modèle

La méthode rationnelle s'appuie sur trois hypothèses :

- ✓ le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant ;
- ✓ Q_p est proportionnelle à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration T_c du bassin versant ;
- ✓ l'intensité et le débit de pointe qui en résulte ont la même période de retour T . ceci suppose que le coefficient de ruissellement C du bassin versant soit constant.

III.6.2.2 Limites de la méthode rationnelle

Elle présente néanmoins des inconvénients et des limites majeures :

- ✓ l'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse ;
- ✓ elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité) ;
- ✓ elle ne tient pas compte de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant.

III.6.2.3 La période de retour

Le degré de protection à assurer aux réseaux résultera d'un nécessaire compromis entre l'aspiration à une protection absolue pratiquement irréalisable et le souci de limiter le coût de l'investissement et les sujétions d'exploitation.

Dans cette étude, il a été considéré une période de retour de 5 ans.

III.6.2.4 L'intensité

L'intensité d'une pluie est le rapport du volume d'eau tombé pendant une durée donnée sur une surface donnée (unité usuelle : mm/h), la courbe représentant la variation de l'intensité en fonction du temps est appelée hyétoGramme.

L'intensité peut être obtenue à partir des enregistrements des mesures à l'aide d'un pluviomètre ou bien calculée (synthétiser) par la loi de Montana :

$$i = a \times t^b$$

Avec :

i : Intensité (mm/min)

t : Durée de la pluie (min)

a et b : Coefficient dépendant de la région géographique et la période de retour.

III.6.2.5 Le temps de concentration

Le temps d'entrée (temps de concentration), T_c , d'un bassin versant urbain est le temps le plus long que peut mettre l'eau qui ruisselle sur ce bassin versant à attendre l'exutoire. La valeur du temps de concentration est fonction de :

- ✓ la pente moyenne de la surface du terrain en direction de la bouche d'égout ;
- ✓ la distance que l'eau doit parcourir, en surface, pour attendre la bouche d'égout ;
- ✓ la nature de la surface sur laquelle l'eau doit ruisseler.

Il existe plusieurs modèles d'évacuation du temps de concentration d'un bassin versant. Le calcul des temps d'entrées des sous bassins de notre projet se fera avec le modèle de KIRPICH :

$$T_c = 0,0195 \times L^{0,77} \times I^{-0,385}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (min) ;

L : Longueur maximale parcourue par l'eau sur la surface (m) ;

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m/m).

III.6.2.6 Pente moyenne

La pente moyenne d'un sous bassin est prise généralement égale à la pente moyenne du collecteur qui le dessert.

Quand le parcours de l'eau ruisselante ne présente pas de déclivité, la pente sera calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval sur la longueur de ce parcours :

$$I = \frac{C_{amont} - C_{aval}}{L}$$

Avec :

C_{amont} : Côte amont du parcours (m).

C_{aval} : Côte aval du parcours (m)

L : La longueur de parcours (m)

III.6.3 Caractéristiques des bassins versants

Notre zone d'étude a deux bassins versants.

Tableau III. 4 - Caractéristiques des bassins versants

	BV 1	BV 2
Surface (ha)	296.3	706.2
Haute Altitude	1312	1312
Basse Altitude	1228	1194
Coéf. de Ruissellement	0.39	0.39

Pour le Bassin versant 1 :

$$I = \frac{1312-1291}{418,9}$$

$$I = 0,05$$

$$Tc = 0,0195 \times (418,9)^{0,77} \times (0,05)^{-0,385}$$

$$Tc = 6,45 \text{ min}$$

$$i = 5 \times (6,45)^{-0,61}$$

$$i = 1,60 \text{ mm/min}$$

Tableau III. 5 - Les intensités des bassins versants

BV	CTP amont	CTP aval	Dist. (m)	I (m/m)	Tc (min)	i (mm/min)
BV 1	1312	1291	418.9	0.05	6.45	1.60
BV 2	1296	1283	214.79	0.06	3.59	2.29

III.6.4 Choix de la méthode

En tenant compte de caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement ; la méthode rationnelle est la plus approprié à notre cas.

Tableau III. 6 - Débits de pointes pluviales

BV	TRC	CTP amont	CTP aval	Dist. (m)	I (m/m)	A (ha)	Cr	i (mm/min)	Qpl (m³/s)
1	SBV 1-2	1288	1274	273.9	0.05	4.37	0.39	1.60	0.46
	SBV 2-3	1274	1272	102.6	0.02	1.65	0.39	1.60	0.17
	SBV 4-5	1291	1288	253	0.01	18.29	0.39	1.60	1.91
	SBV 5-6	1288	1285	215	0.01	2.49	0.39	1.60	0.26
	SBV 6-3	1285	1272	184.6	0.07	0.85	0.39	1.60	0.09
	SBV 3-7	1272	1265	151	0.05	3.52	0.39	1.60	0.37
	SBV 7-8	1265	1258	150.8	0.05	0.75	0.39	1.60	0.08
	SBV 8-9	1258	1245	189	0.07	1.33	0.39	1.60	0.14
	SBV 10-11	1271	1258	222.5	0.06	5.33	0.39	1.60	0.56
	SBV 11-9	1258	1245	291	0.04	1.63	0.39	1.60	0.17
	SBV 9-12	1245	1235	120.8	0.08	3.54	0.39	1.60	0.37
	SBV 3-13	1272	1266	199.9	0.03	1.58	0.39	1.60	0.17
	SBV 13-14	1266	1263	179.4	0.02	12.19	0.39	1.60	1.27
	SBV 15-16	1295	1282	283	0.05	2.8	0.39	1.60	0.29
	SBV 16-17	1282	1275	277.6	0.03	3.17	0.39	1.60	0.33
	SBV 18-19	1277	1276	166.9	0.01	4.7	0.39	1.60	0.49
	SBV 19-17	1276	1275	191.8	0.01	0.9	0.39	1.60	0.09
	SBV 17-14	1275	1263	146.6	0.08	4.32	0.39	1.60	0.45
	SBV 14-20	1263	1258	164	0.03	2	0.39	1.60	0.21
	SBV 20-21	1258	1245	162.7	0.08	0.45	0.39	1.60	0.05

2	SBV 1-22	1288	1281	271	0.03	6.18	0.39	2.29	0.92
	SBV 22-23	1281	1268	200.6	0.06	3.18	0.39	2.29	0.48
	SBV 23-24	1268	1261	210.9	0.03	3.03	0.39	2.29	0.45
	SBV 24-27	1261	1255	207	0.03	2.17	0.39	2.29	0.32
	SBV 25-26	1271	1269	160	0.01	10.7	0.39	2.29	1.60
	SBV 26-27	1269	1255	182	0.08	2.16	0.39	2.29	0.32
	SBV 27-28	1255	1248	281	0.02	10.26	0.39	2.29	1.53
	SBV 28-29	1248	1238	273.7	0.04	0.54	0.39	2.29	0.08
	SBV 29-30	1238	1228	280	0.04	0.33	0.39	2.29	0.05
	SBV 30-31	1228	1215	291	0.04	0.3	0.39	2.29	0.04
	SBV 31-32	1215	1209	284.7	0.02	0.32	0.39	2.29	0.05
	SBV 32-33	1209	1197	297	0.04	0.4	0.39	2.29	0.06

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- ✓ on fixe l'horizon de calcul à 2029, soit une population future de **19158 Habitants** ;
- ✓ coefficients de ruissellement est pris en fonction de la catégorie d'urbanisation, Voirie non goudronnées : **$C_r = 0,39$** ;
- ✓ notre zone d'étude est assimilée à la région I dans les instructions interministérielles (INT. 77 : Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations) à un période retour de **5 ans** d'où **$a = 5,0$** et **$b = -0,61$** ;
- ✓ nous avons choisi la Méthode rationnelle pour les calculs des débits d'eaux pluviales ;
- ✓ le système d'assainissement adopté pour notre zone d'étude est le **Système unitaire** ;
- ✓ le schéma d'évacuation adopté est le **Schéma perpendiculaire** au cours d'eau ;
- ✓ le découpage de la zone d'étude en sous bassin nous conduit à distinguer **32 Sous Bassins** suivant le réseau d'évacuation établie.

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau d'assainissement

IV.1 Introduction

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- ✓ l'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- ✓ le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs

IV.2 Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constitutants de ce dernier sur un schéma global.

Les collecteurs sont définis par leur :

- ✓ emplacement (en plan) ;
- ✓ profondeur ;
- ✓ diamètres (intérieur et extérieur) ;
- ✓ pente ;
- ✓ leur joints et confection.

Les regards sont également définis par leur :

- ✓ emplacement (en plan) ;
- ✓ profondeur ;
- ✓ côtes.

IV.3 Choix de la variante

La topographie du terrain permet l'utilisation des pentes du terrain comme des évacuateurs naturels. (Écoulement gravitaire).

IV.4 Implantation et dimensionnement du réseau d'assainissement

On a parlé précédemment que l'implantation d'un réseau d'assainissement dans une zone, se met à des conditions qu'il faut prendre en considération pendant la réalisation, telle que la pente.

IV.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement

IV.5.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites (BAKHTI C, 2016).

IV.5.2 Formules de calcul

- ✓ Le diamètre est calculé par la formule suivante :

$$D_{thé} = \left(\frac{n \times Q_{pte}}{0,3117 \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Avec

n: Coefficient de Manning caractérisant le matériau de la conduite

Q_{pte} : Débit moyenne Journalier (m³/s).

I : La pente de la conduite.

- ✓ Le débit à pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = \frac{0,3117}{n} \times D c^{\frac{8}{3}} \times \sqrt{I}$$

Avec

D_c: Diamètre commercial

- ✓ La vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D c^2}$$

- ✓ La dernière Etape :

Le calcul de la vitesse d'écoulement dans les conduites par le débit de pointe cumulé Q_{pte} qui a pour objet de vérifier la condition d'auto-curage.

Les calculs des rapports des vitesses et des rapports des hauteurs sont faits par les formules qui suivent :

$$R_v = -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + 7,0395 \cdot R_q + 0,2263$$

$$R_h = -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + 2,8373 \cdot R_q + 0,0359$$

En suite on calcul les vitesses et les hauteurs :

$$V = R_v \cdot V_{ps}$$

$$H = R_h \cdot D_c$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage on a deux conditions a vérifié :

- ✓ Condition 1 : Vitesse d'écoulement ($V_{ps} > 1.00 \text{ m / s}$)
- ✓ Condition 2 :

$$V_{min} > 0.60 \text{ m/s pour } (QPS / 10)$$

$$V_{min} > 0.30 \text{ m/s pour } (QPS / 100)$$

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

H_e : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s). V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

V.5.3 Application

✓ La conduite 2-3 : conduite circulaire

Données

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{usées}} + Q_{\text{plu}}$$

$$Q_{\text{tot}} = 0,00058 + 0,17$$

$$Q_{\text{tot}} = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,02$$

$$Q_{\text{entrée}} = 0,46 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{sortie}} = 0,46 + 0,17 = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculs

$$D_{\text{thé}} = \left(\frac{0,013 \times 0,63}{0,3117 \times \sqrt{0,02}} \right)^{0,375}$$

$$D_{\text{thé}} = 0,535 \text{ m}$$

$$D_{\text{thé}} = 535 \text{ mm}$$

$$D_c = 600 \text{ mm}$$

$$Q_{\text{ps}} = \frac{0,3117}{0,013} \times (0,6)^{8/3} \times \sqrt{0,02}$$

$$Q_{\text{ps}} = 0,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{ps}} = \frac{4 \times 0,86}{\pi \times (0,6)^2}$$

$$V_{\text{ps}} = 3,03 \text{ m/s}$$

$$Rq = \frac{Q}{Q_{ps}}$$

$$Rq = \frac{0,63}{0,86}$$

$$Rq = 0,74$$

Par les formules et l'abaque Ab. 5 (a) ; nous avons trouvée :

$$Rv = 1,09$$

$$Rh = 0,63$$

$$V = 1,09 \times 3,03$$

$$V = 3,32 \text{ m/s}$$

$$He = 0,63 \times 600$$

$$He = 380 \text{ mm}$$

La vitesse à Qps/10

$$V = 0,55 \times 3,32$$

$$V = 1,82 > 0,6 \text{ m/s ; la condition d'auto-curage est vérifiée.}$$

✓ **Pour la conduite 1-2 : Ovoïde**

Données

$$Q_{\text{sortie}} = 0,46 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,05$$

Connaissant le débit et la pente, l'abaque Ab. 4 (b) à l'annexe nous a permis d'obtenir la conduite type 1,00 des canalisations ovoïdes.

$$Rh = 193 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = \frac{0,3117}{0,013} \times (0,193 \times 4)^{8/3} \times \sqrt{0,05}$$

$$Q_{ps} = 2,72 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}} \quad \gamma = 0,46 \text{ pour les canalisations en béton armé}$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0,46}{\sqrt{193}}}$$

$$C = 84,2$$

$$V_{ps} = 84,2 \times \sqrt{193 \times 5}$$

$$V_{ps} = 2615,98 \text{ mm/s}$$

$$V_{ps} = 2,64 \text{ mm/s}$$

$$Rq = \frac{0,46}{2,72}$$

$$Rq = 0,17$$

Par l'abaque Ab. 5 (b) à l'annexe, nous avons trouvé :

$$R_v = 0,82$$

$$R_h = 0,26$$

$$V = 0,82 \times 2,64$$

$$V = 2,17 \text{ m/s}$$

$$H_e = 0,26 \times (4 \times 193)$$

$$H_e = 201 \text{ mm}$$

La vitesse à $Q_{ps}/10$

$$V = 0,77 \times 2,17$$

$$V = 1,67 \text{ m/s}$$

Tableau IV. 1 - Dimensions des collecteurs principaux

COLLECTEUR PRINCIPAL									
TRC	CTN amont	CTN aval	Dist. (m)	I (m/m)	Qtot (m³/s)	Qe (m³/s)	Qs (m³/s)	Dthé (mm)	Dnom/Rh (mm)
SBV 1-2	1288	1274	273,9	0,05	0,46	0,00	0,46	T100	193
SBV 2-3	1274	1272	102,6	0,02	0,17	0,46	0,63	535	600
SBV 4-5	1291	1288	253	0,01	1,92	0,00	1,92	891	1000
SBV 5-6	1288	1285	215	0,01	0,26	1,92	2,18	906	1000
SBV 6-3	1285	1272	184,6	0,07	0,09	2,18	2,27	T100	193
SBV 3-7	1272	1265	151	0,05	0,37	2,90	1,82	T100	193
SBV 7-8	1265	1258	150,8	0,05	0,08	1,82	1,90	T100	193
SBV 8-9	1258	1245	189	0,07	0,14	1,90	2,04	T100	193
SBV 10-11	1271	1258	222,5	0,06	0,56	0,00	0,56	T100	193
SBV 11-9	1258	1245	291	0,04	0,17	0,56	0,73	T100	193
SBV 9-12	1245	1235	120,8	0,08	0,37	2,77	3,14	T130	243
SBV 3-13	1272	1266	199,9	0,03	0,17	2,90	1,61	T100	193
SBV 13-14	1266	1263	179,4	0,02	1,28	1,61	2,89	T150	280
SBV 15-16	1295	1282	283	0,05	0,29	0,00	0,29	342	400
SBV 16-17	1282	1275	277,6	0,03	0,33	0,29	0,63	508	600

SBV 18-19	1277	1276	166,9	0,01	0,49	0,00	0,49	608	800
SBV 19-17	1276	1275	191,8	0,01	0,09	0,49	0,59	666	800
SBV 17-14	1275	1263	146,6	0,08	0,45	1,21	1,67	T100	193
SBV 14-20	1263	1258	164	0,03	0,21	4,56	4,77	T180	335
SBV 20-21	1258	1245	162,7	0,08	0,05	4,77	4,81	T130	243
SBV 1-22	1288	1281	271	0,03	0,93	0,00	0,93	586	600
SBV 22-23	1281	1268	200,6	0,06	0,48	0,93	1,40	T100	193
SBV 23-24	1268	1261	210,9	0,03	0,45	1,40	1,86	T130	243
SBV 24-27	1261	1255	207	0,03	0,32	1,86	2,18	T130	243
SBV 25-26	1271	1269	160	0,01	1,60	0,00	1,60	825	1000
SBV 26-27	1269	1255	182	0,08	0,32	1,60	1,93	T100	193
SBV 27-28	1255	1248	281	0,02	1,54	4,11	5,64	T180	335
SBV 28-29	1248	1238	273,7	0,04	0,08	5,64	5,73	T180	335
SBV 29-30	1238	1228	280	0,04	0,05	5,73	5,77	T180	335
SBV 30-31	1228	1215	291	0,04	0,04	5,77	5,82	T180	335
SBV 31-32	1215	1209	284,7	0,02	0,05	5,82	5,87	T180	335
SBV 32-33	1209	1197	297	0,04	0,06	5,87	5,93	T180	335

Tableau IV. 2 - Paramètre hydraulique des collecteurs principaux

COLLECTEUR PRINCIPAL												
TRC	I (m/m)	Qs (m³/s)	Dnom/Rh (mm)	Qps (m³/s)	Vps (m/s)	Rq	Rh	Rv	V (m/s)	He (mm)	V (Qps/10)	Obs
SBV 1-2	0,05	0,46	193	2,72	2,64	0,17	0,26	0,82	2,17	201	1,67	Vérifié
SBV 2-3	0,02	0,63	600	0,86	3,03	0,74	0,63	1,09	3,32	380	1,82	Vérifié
SBV 4-5	0,01	1,92	1000	2,61	3,32	0,73	0,63	1,09	3,64	633	2,00	Vérifié
SBV 5-6	0,01	2,18	1000	2,83	3,60	0,77	0,65	1,10	3,96	652	2,18	Vérifié
SBV 6-3	0,07	2,27	193	3,19	3,10	0,71	0,68	1,04	3,23	525	2,49	Vérifié
SBV 3-7	0,05	1,82	193	2,59	2,52	0,70	0,67	1,05	2,64	517	2,04	Vérifié
SBV 7-8	0,05	1,90	193	2,59	2,52	0,73	0,70	1,05	2,65	540	2,04	Vérifié
SBV 8-9	0,07	2,04	193	3,15	3,07	0,65	0,63	1,03	3,16	486	2,43	Vérifié
SBV 10-11	0,06	0,56	193	2,91	2,83	0,19	0,28	0,85	2,40	216	1,85	Vérifié
SBV 11-9	0,04	0,73	193	2,54	2,47	0,29	0,36	0,92	2,27	282	1,75	Vérifié
SBV 9-12	0,08	3,14	243	6,40	3,79	0,49	0,52	0,98	3,71	505	2,86	Vérifié
SBV 3-13	0,03	1,61	193	2,08	2,03	0,77	0,73	1,06	2,15	564	1,65	Vérifié
SBV 13-14	0,02	2,89	280	4,19	1,83	0,69	0,66	1,03	1,89	739	1,45	Vérifié
SBV 15-16	0,05	0,29	400	0,45	3,55	0,66	0,59	1,08	3,82	237	2,10	Vérifié
SBV 16-17	0,03	0,63	600	0,98	3,45	0,64	0,58	1,07	3,69	350	2,03	Vérifié
SBV 18-19	0,01	0,49	800	1,02	2,04	0,48	0,49	0,99	2,01	393	1,10	Vérifié
SBV 19-17	0,01	0,59	800	0,95	1,90	0,61	0,57	1,06	2,02	456	1,11	Vérifié
SBV 17-14	0,08	1,67	193	3,44	3,35	0,48	0,52	0,98	3,28	401	2,53	Vérifié
SBV 14-20	0,03	4,77	335	9,14	2,71	0,52	0,53	1,00	2,71	710	2,09	Vérifié
SBV 20-21	0,08	4,81	243	6,28	3,72	0,77	0,73	1,06	3,95	710	3,04	Vérifié

SBV 1-22	0,03	0,93	600	0,99	3,49	0,94	0,79	1,12	3,91	471	2,15	Vérifié
SBV 22-23	0,06	1,40	193	3,06	2,98	0,46	0,49	0,97	2,89	378	2,23	Vérifié
SBV 23-24	0,03	1,86	243	4,05	2,40	0,46	0,49	0,97	2,33	476	1,79	Vérifié
SBV 24-27	0,03	2,18	243	3,78	2,24	0,58	0,59	1,02	2,29	573	1,76	Vérifié
SBV 25-26	0,01	1,60	1000	2,68	3,41	0,60	0,56	1,05	3,60	560	1,98	Vérifié
SBV 26-27	0,08	1,93	193	3,34	3,24	0,58	0,59	1,02	3,31	455	2,55	Vérifié
SBV 27-28	0,02	5,64	335	8,26	2,45	0,68	0,65	1,03	2,53	871	1,94	Vérifié
SBV 28-29	0,04	5,73	335	10,00	2,97	0,57	0,58	1,01	3,00	777	2,31	Vérifié
SBV 29-30	0,04	5,77	335	9,89	2,94	0,58	0,59	1,02	2,99	791	2,31	Vérifié
SBV 30-31	0,04	5,82	335	11,06	3,28	0,53	0,55	1,00	3,28	737	2,53	Vérifié
SBV 31-32	0,02	5,87	335	7,60	2,25	0,77	0,73	1,06	2,39	978	1,84	Vérifié
SBV 32-33	0,04	5,93	335	10,52	3,12	0,56	0,56	1,01	3,15	750	2,43	Vérifié

Le dimensionnement d'un réseau est une étape peu complexe basée sur les connaissances hydrauliques du concepteur et les données collectées du site.

Le réseau est dimensionné avec des conduites ciculaire en béton armé de 400, 600, 800 et 1000 mm et des conduites ovoïdes de types 1.00, 1.30, 1.50 et 1.80 en Béton armée.

IV.6 Dimensionnement des ouvrages annexes

IV.6.1 Déversoirs d'orage

Pour notre étude nous optons pour la double dilution, c'est-à-dire une partie d'eau usées domestique pour une partie d'eau pluviale donc le débit qui se dirige vers le bassin de décantation (fosse) par l'intermédiaire du déversoirs d'orage est égal à 3 fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite (**DOUKHANE E et BENSAISSA M, 2015**).

On doit opter pour me calcul de déversoir d'orage à seuil latéral et à conduite aval libre, les éléments qui suivent :

- ✓ le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{ts}) et du débit pluvial (Q_p) : $Q_T = Q_{ts} + Q_p$;
- ✓ le débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers le bassin de décantation : $Q_{st} = 3 \times Q_{ts}$;
- ✓ le débit rejeté : $Q_r = Q_T - Q_{st}$;
- ✓ on détermine la valeur de la lame déversant (H_d) ;
- ✓ on détermine la longueur du seuil déversant (L).

IV.6.1.1 Les données des bases (Déversoirs d'orage 3)

$$D_e = 1340 \text{ mm} ;$$

$$Q_T = 5,93 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{ps} = 10,52 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{ts} = 0,014 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,04$$

$$H_e = 750 \text{ mm}$$

IV.6.1.2 Débit de pointe transité et Débit rejeté

$$Q_{st} = 3 \times 0,014$$

$$Q_{st} = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_r = 5,93 - 0,04$$

$$Q_r = 5,89 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.6.1.3 Hauteur d'eau allant vers le bassin de décantation

$$R_q = \frac{Q_{st}}{Q_t} \quad \text{et} \quad R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$$

$$R_q = \frac{0,04}{5,89}$$

$$R_q = 0,007 ; \text{ Selon l'abaque Ab, } R_h = 0,15$$

$$H_{st} = D_e \times R_h$$

$$H_{st} = 1340 \times 0,15$$

$$H_{st} = 201 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau du seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à $1,2 \times H_{st}$ ($H_s = H_{st} + 20\%H_{st}$). La hauteur du seuil de déversoir d'orage sera égale à 241 mm.

IV.6.1.4 Hauteur de la lame déversant

La hauteur de la lame d'eau déversant est calculée par la formule suivante :

$$H_d = \frac{H_e - H_{st}}{2}$$

$$H_d = \frac{750 - 201}{2}$$

$$H_d = 274,5 \text{ mm}$$

IV.6.1.5 Longueur du seuil déversant

On applique la formule de BAZIN :

$$Qd = \frac{2}{3} \times \mu \times L \times \sqrt{2g} \times (Hd)^{3/2}$$

Avec :

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu = 0,6$).

L : Longueur du déversoir

Hd = la hauteur de charge au-dessus du seuil du déversoir

Donc

$$L = \frac{3}{2} \times \frac{Qd}{0,60 \times (2g)^{0,5} \times (Hd)^{1,5}}$$

$$L = 23 \text{ m}$$

IV.6.2 Fosse

IV.6.2.1 Durée de rétention

Pour un débit d'eau rejeté Q (m³/s) ; les normes de l'OMS recommandent les durées T de rétention suivantes (en heures) :

- ✓ Pour Q inférieur à 6 : T = 24 ;
- ✓ Pour Q compris entre 6 et 14 : T = 33-1,5×Q ;
- ✓ Pour Q supérieur à 14 : T = 12.

IV.6.2.2 Capacité totale utile de la fosse

$$Q_{st} = 0,048 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{st} = 4147,2 \text{ m}^3/\text{j} > 14$$

Nous allons prendre le temps de rétention à 12h, d'où Qst sera égale à 2074 m³.

En pratique, il y a de limites à la taille minimale des fosses qu'on peut construire :

- ✓ la profondeur minimale est de 1,5 m ;
- ✓ la largeur minimale est 0,6 m ;
- ✓ comme la longueur totale doit être égale à 3 fois la largeur ; $L_{min} = 1,8$ m, le volume minimal doit être égale à 1,62 m³.

En conclusion, notre fosse aura deux chambres l'une de 697,5 m³ (15×15×3,1) et l'autre de 1395 m³ (30×15×3,1) qui fait le total de 2092,5 m³ en béton armé

IV.6.3 Champ d'épandage

IV.6.3.1 Conditions de mise en œuvre

Ce dispositif doit être placé aussi près de la surface du sol en étant protégé. Les tuyaux d'épandage se posent avec une pente régulière jusqu'à 1% dans le sens de l'écoulement (MDDELCC, 2015).

- ✓ l'écoulement d'axe en axe doit être égale ou supérieure à 1,5 m.
- ✓ la largeur de chaque tranchée d'épandage est de 0,5 à 0,7 m.
- ✓ la longueur d'une ligne d'épandage ne doit pas excéder 30 m.

Les tranchées sont composées de bas en haut :

- ✓ d'une couche de graviers roulés lavés (10-40 mm) de 0,3 à 0,4 m d'épaisseur selon la largeur de la tranchée dans laquelle sont noyées les tuyaux d'épandage.
- ✓ d'un géotextile perméable à l'eau et l'air.
- ✓ d'une couche de terre végétale de 0,20 m d'épaisseur.

IV.6.3.2 Surface utile du champ

Dans cette étude, nous nous sommes fixés des décisions suivantes :

- ✓ la largeur de chaque tranchée sera de 0,6 m ;
- ✓ la longueur de 18 m ;
- ✓ la profondeur de 0,8 m (0,4+0,2+0,2).

Il en résulte que la surface de notre champ d'épandage sera de 19,2×20,4 m.

Chapitre V : Evaluation du cout du projet

V.1 Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- ✓ vérification, manutention des conduites ;
- ✓ décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- ✓ emplacement des jalons des piquets (piquetage) ;
- ✓ exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- ✓ aménagement du lit de pose ;
- ✓ la mise en place des conduites ;
- ✓ assemblage des tuyaux ;
- ✓ faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- ✓ construction des regards ;
- ✓ remblai des tranchées.

V.2 Calcul du volume des travaux

L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

Les différentes opérations effectuées sont :

- ✓ travaux de décapage à grande masse ;
- ✓ travaux de décapage de la tranchée ;
- ✓ fourniture et pose de lit de sable ;
- ✓ fourniture et pose des buses en béton armé ;
- ✓ l'exécution des regards de visite ou de jonction ;
- ✓ travaux de remblai de la tranchée ;
- ✓ transport des terres excédentaires.

V.2.1 Volume de déblais

Le volume du déblai est calculé en fonction de la longueur, largeur, la hauteur du tranché et coefficient grossissement ; le volume est défini par l'équation suivante :

$$V_d = K \times L \times h \times b$$

Avec :

Vd : Volume du déblai (m³).

L : Longueur du tranché (m).

b : Largeur du tranché (m).

K : Coefficient grossissement, dépend de la nature de sol (Argile sableux) pour notre cas on a : K = 1,1.

h : Hauteur de la tranchée (m)

V.2.2 Volume de lit de sable

La détermination du volume de lit de sable par l'équation suivante :

$$V_{ls} = L \times b \times e$$

Avec :

Vls : Volume du lit du sable (m³).

e : Largeur de la couche de sable (m).

b : Largeur de la couche du tronçon (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

V.2.3 Volume occupé par les conduites

La conduite occupe un volume qui définit par l'équation suivante :

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

Avec :

Vc : Volume occupé par les conduites en (m³).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre extérieur de la conduite en (m).

V.2.4 Volume remblai

Le volume de pose de la conduite sur le tranché est défini comme suit :

$$V_r = V_d - (V_c + V_{ls})$$

Avec :

V_r : Volume du remblai (m^3).

V.2.5 Volume excédentaire

Le volume du sol excédentaire est défini comme suit :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

Avec :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné (m^3).

$$\text{Tel que : } V_f = V_d \times K_f$$

Avec :

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a
: $K_f = 1,25$.

Les résultats obtenus pour le calcul des volumes sont représentés dans le tableau V.1.

Tableau V. 1 - Résultats de calcul des volumes du terrassement pour les 32 Tronçons

TRC	Dist. (m)	Dnom/Rh (mm)	Dext (mm)	ℓ ext (mm)	h ext (mm)	b (m)	h (m)	Vd (m³)	Vc (m³)	Vls (m³)	Vr (m³)	Vf (m³)	Vd excéd (m³)
SBV 1-2	273,9	193	-	905	1280	1,51	2,38	1079	317	124	638	1349	711
SBV 2-3	102,6	600	760	-	-	1,36	1,86	285	47	42	197	357	160
SBV 4-5	253	1000	1190	-	-	1,79	2,29	1141	281	136	724	1426	702
SBV 5-6	215	1000	1240	-	-	1,84	2,34	1018	260	119	640	1273	633
SBV 6-3	184,6	193	-	905	1280	1,51	2,38	727	214	83	430	909	479
SBV 3-7	151	193	-	905	1280	1,51	2,38	595	175	68	352	744	392
SBV 7-8	150,8	193	-	905	1280	1,51	2,38	594	175	68	351	743	391
SBV 8-9	189	193	-	905	1280	1,51	2,38	745	219	85	440	931	490
SBV 10-11	222,5	193	-	905	1280	1,51	2,38	877	258	100	518	1096	577
SBV 11-9	291	193	-	905	1280	1,51	2,38	1147	337	131	678	1433	755
SBV 9-12	120,8	243	-	1080	1580	1,68	2,68	598	206	61	331	748	417
SBV 3-13	199,9	193	-	905	1280	1,51	2,38	788	232	90	466	985	519
SBV 13-14	179,4	280	-	1220	1820	1,82	2,92	1049	398	98	552	1311	758
SBV 15-16	283	400	530	-	-	1,13	1,63	573	62	96	415	717	302
SBV 16-17	277,6	600	760	-	-	1,36	1,86	772	126	113	533	966	432
SBV 18-19	166,9	800	950	-	-	1,55	2,05	583	118	78	388	729	342
SBV 19-17	191,8	800	990	-	-	1,59	2,09	701	148	91	462	876	414
SBV 17-14	146,6	193	-	905	1280	1,51	2,38	578	170	66	342	722	380
SBV 14-20	164	335	-	1440	2160	2,04	3,26	1200	510	100	589	1500	910
SBV 20-21	162,7	243	-	1080	1580	1,68	2,68	806	278	82	446	1007	561

SBV 1-22	271	600	750	-	-	1,35	1,85	745	120	110	515	931	416
SBV 22-23	200,6	193	-	905	1280	1,51	2,38	790	232	91	467	988	521
SBV 23-24	210,9	243	-	1080	1580	1,68	2,68	1045	360	106	578	1306	727
SBV 24-27	207	243	-	1080	1580	1,68	2,68	1025	353	104	568	1281	714
SBV 25-26	160	1000	1190	-	-	1,79	2,29	721	178	86	458	902	444
SBV 26-27	182	193	-	905	1280	1,51	2,38	717	211	82	424	896	472
SBV 27-28	281	335	-	1440	2160	2,04	3,26	2056	874	172	1010	2570	1560
SBV 28-29	273,7	335	-	1440	2160	2,04	3,26	2002	851	168	983	2503	1519
SBV 29-30	280	335	-	1440	2160	2,04	3,26	2048	871	171	1006	2560	1554
SBV 30-31	291	335	-	1440	2160	2,04	3,26	2129	905	178	1046	2661	1615
SBV 31-32	284,7	335	-	1440	2160	2,04	3,26	2083	886	174	1023	2603	1580
SBV 32-33	297	335	-	1440	2160	2,04	3,26	2173	924	182	1067	2716	1649
Sommes								33390	11294	3457	18639	41737	23098

V.3 Détermination du devis estimatif et quantitatif

Le devis estimatif et quantitatif du réseau d'assainissement de la cité de Kakanda est donné dans le tableau V.2 :

NB : le cout calculé pour l'avant-projet d'un réseau des eaux usées dans la cité de Kakanda, est pour le réseau et les regards excepter les ouvrages annexes. Les prix unitaires sont donnés par OVD (Office des Voiries et Drainages) et la main d'œuvre, la location d'engins et carburant sont inclus dans le cout total du projet.

Tableau V. 2 - Devis quantitatif et Estimatif approximatif du réseau d'assainissement

N°	Désignation des Matériaux	Unité	Quantité	P.U (\$)	P.T (\$)
A	Travaux de Terrassement				
1	Mise en place d'un lit de pose en sable d'une épaisseur de 0,3 m	t	6222	25	155555
2	Évacuation des terres excédentaires à la décharge	m³	23098	5	115491
B	Canalisations				
	Fourniture et pose des buses y compris étanchéité des joints, raccordement en mortier de ciment dosé à 350kg/m³ y compris toutes sujétions, excavation et remblayage.				
B1	Canalisations Circulaires				
1	D 400	ml	283	736	208288
2	D 600	ml	652	908,5	592342
3	D 800	ml	359	985	353615
4	D 1000	ml	628	1091	685148
B2	Canalisations Ovoïdes				
1	T 100	ml	2194	985	2161090
2	T 130	ml	702	1091	765882
3	T 150	ml	180	1227	220860
4	T 180	ml	1872	1430,5	2677896
C	Regards				
1	Regards de visite simple en Béton	ft	171	1012	173052
				PTHT	8109219
				TVA (16%)	1297475
				PTTC	9406693

Conclusion Générale

L'objectif de ce travail était de tracer et dimensionner un réseau d'évacuation des eaux usées dans la cité de Kakanda.

En effet un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation d'une agglomération.

Les décisions suivantes ont été prises :

- ✓ l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la méthode rationnelles pour une période retour de 5 ans, les débits des autres types des eaux usées (domestiques et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population ;
- ✓ le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain (suivant le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau) ;
- ✓ le réseau choisi est en système unitaire pour les avantages techniques et économiques que présente ce type de réseau ; vu le nombre important de calcul suite au nombre des tronçons ; un code de calcul automatique sur Excel a été érigé qui nous a permis de faire plusieurs simulations (ces simulations étaient conditionnées par les conditions hydrauliques et d'auto-curages des réseaux).

A terme de cette étude, le réseau adopté est de type unitaire ; suite à la configuration topographique du site, le réseau est divisé en deux zones selon la ligne de partage des eaux, ainsi le réseau dans la zone I a une longueur de 3926,1 m et de 2938,9 m dans la zone II et le réseau est dimensionné avec les conduites circulaires et ovoïdes de diamètres ou types : 400 ; 600 ; 800 et 1000 mm et des types : T1,00 ; T1,30 ; T1,50 et T1,80 pour la zone I et 600 et 1000 mm et T1,00 ; T1,30 et T1,80 pour la zone II, avec des vitesses conformes à la norme (inférieure à 4 m/s).

Pour les éléments du réseau d'égout ; les conduites utilisées sont en béton armé qui ont une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique. Nous avons projeté des regards de visite et l'emplacement des bouches d'égout (à section rectangulaire) se fait au niveau des caniveaux le long de la voirie qui porte le collecteur principal avec un espacement environ de 50 m.

Dans cette étude un déversoir d'orage à seuil latéral et à conduite aval libre a été adopté qui permet de séparer le débit de rejet de notre agglomération en deux :

- ✓ un débit de pointe ($Q_{st} = 3 \times Q_{ts}$) transité vers un bassin de décantation ;
- ✓ un débit d'eaux pluviales transité vers le milieu naturel.

Et en vue de respecter l'environnement, un champ d'épandage est placé à chaque exutoire pour la purification de l'eau décanté (eaux usées) avant de le renvoyer dans le milieu naturel.

Le cout total du projet est chiffré à **9 406 693 \$**.

Pour les futurs chercheurs sur ce sujet, ils peuvent dimensionner une usine de traitement au complet des eaux usées et pluviales.

Références Bibliographiques

ASTEE, 2017, Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées, Bordeaux.

BAKHTI C, 2016, PFE de Master en Hydraulique : Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement d'OULED SIDI BRAHIM, Département hydraulique-Université MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.

BALLOY P, 2020, Notes inédites de cours d'assainissement II, Département de génie civil-UNILI.

BOURRIER R, 1993, Réseaux d'assainissement : calculs, applications et perspectives, Eyrolles, Paris

DABROWSKI Y, 2014, Hydraulique urbain et rurale, Djibouti.

DOUKHANE E et BENSAISSA M, 2015, PFE de Master en Hydraulique : Etude du réseau d'assainissement du village EL DBIL, Département hydraulique-Université ABDERRANMANE MIRA.

LEBRETON C, 2014, Guide des bonnes pratiques pour la mise en œuvre d'un assainissement non collectif de qualité, Paris.

MDDELCC, 2015, Règlement sur l'évacuation et le traitement des eaux usées de résidences isolées, Québec. ISBN 978 2 550 48687 9

MDDELCC, 2017, Manuel de calcul et conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales, Québec.

MESSAOUDI M. et MEZERAI K, 2015, PFE de Master en Hydraulique : Proposition et dimensionnement d'un réseau d'assainissement pour le quartier 125 Logements-REMCHI, Département hydraulique-Université ABOU BERK BELKAID.

MUTOMBO A, 2017, Notes inédites de cours d'initiation à la recherche scientifique, UNILI.

NGWANZA N, 2018, Notes inédites de cours de topographie I, Département de génie civil-UNILI.

OKUN D.A. et PONGHIS G, 1976, Collecte et évaluation des eaux usées des collectivités, Genève. ISBN 92 4 256045 6

TAMBWE S, 2018, TFE : Projet de conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement pluvial (Application sur l'usine Boss Mining/Luita), Département de génie civil-UNILI.

TOUBARI R, 2015, PFE de Master en Hydraulique : Etude d'un réseau d'assainissement de l'UC 08 flanc nord CHETOUANE, Département hydraulique-Université ABOU BERK BELKAID

ZEKA M, 2019, notes inédites de cours de méthode a la recherche scientifique, UNILI.