

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DELA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE (MERS)

UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT (CAP)

*Option : Bâtiments et Travaux Publics (BTP)*

**MEMOIRE DE FIN DE FORMATION POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGENIEUR  
DE CONCEPTION / GRADE MASTER**

**THEME**

**Étude technique d'un ouvrage d'assainissement : cas du collecteur cadre  
de la rue 4028-4026 à Enagnon-Fifadji Houto dans le 4<sup>e</sup> Arrondissement  
de Cotonou**

Réalisé et soutenu par :

**GNANGLE D. Hébert**

Le 24 Octobre 2024

Sous la direction de :

**Dr Kocouvi Agapi HOUANOU**

Maître de Conférences des Universités du CAMES, Enseignant-Chercheur EPAC/UAC

**MEMBRES DE JURY**

Président : **Pr GIBIGAYE Mohamed**, (Professeur Titulaire des Universités du CAMES)

Membre : **Dr Kocouvi Agapi HOUANOU**, (Maître de Conférences des Universités du CAMES)

Membre : **Dr GODONOU Gildas**, (Enseignant à l'IUT LOKOSSA)

Membre : **Dr DOSSOU Serges**, (Enseignant Collaborateur à l'EPAC)

**Année académique 2022-2023**  
**9<sup>ème</sup> Promotion**

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE (M.E.S.R.S)

UNIVERSITE D'ABOMEY- CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY-CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT (CAP)

DIRECTEUR

Professeur ALITONOU Guy Alain  
(Professeur Titulaire des Universités du CAMES)

DIRECTEUR ADJOINT  
(Chargé des Affaires Académiques)

Professeur PRODJINONTO Vincent  
(Professeur Titulaire des Universités du CAMES)

CHEF CAP

Professeur TCHOBO Fidèle  
(Professeur Titulaire des Universités du CAMES)

Année académique 2022-2023

9<sup>ème</sup> Promotion

## SOMMAIRE

<b>SOMMAIRE</b> .....	<b>I</b>
<b>DÉDICACE</b> .....	<b>IV</b>
<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>V</b>
<b>SIGLES ET ACRONYMES</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>VII</b>
<b>LISTE DES PHOTOS</b> .....	<b>VIII</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>IX</b>
<b>RÉSUMÉ</b> .....	<b>X</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>XI</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR L'ASSAINISSEMENT URBAIN</b> .....	<b>4</b>
1.1 INTRODUCTION.....	4
1.1.1 Synthèse bibliographique sur l'assainissement urbain .....	4
1.1.2 Synthèse bibliographique sur le dimensionnement structural des collecteurs cadres d'assainissement pluvial.....	7
1.2 L'ASSAINISSEMENT LIQUIDE EN MILIEU URBAIN .....	8
1.2.1 Situation de l'assainissement dans le cycle de l'eau.....	8
1.2.2 Modes d'assainissement liquide .....	9
1.2.3 Systèmes d'assainissement liquide urbain .....	10
1.2.4 Autres systèmes d'assainissement liquide .....	13
1.2.5 Schémas des réseaux d'assainissement.....	14
1.2.6 Explications du cycle de l'eau urbaine .....	17
1.2.7 Descriptions des principaux éléments de l'infrastructure de l'assainissement pluvial .....	18
1.2.8 Techniques alternatives et stratégies.....	19
1.3 CONCLUSION .....	23
<b>CHAPITRE 2 : DEMARCHE METHODOLOGIQUE</b> .....	<b>25</b>
2.1 INTRODUCTION.....	25
2.1.1 Cadre de l'étude et présentation du projet .....	25
2.2 : GENERALITE SUR L'HYDROLOGIE ET L'HYDRAULIQUE .....	30
2.2.1 Hydrologie .....	30
2.2.2 Notion de la période de retour T.....	31
2.2.3 Courbes IDF (intensité-durée-fréquence) .....	32
2.2.4 Notion de temps de concentration .....	32
2.2.5 Notion de crue de projet .....	33
2.2.6 Méthodes d'estimation des débits de crue de projet .....	33
2.3 GENERALITES SUR L'HYDRAULIQUE ROUTIERE .....	36
2.3.1 Définition.....	36
2.3.2 Principes de base .....	36
2.3.3 Composants des systèmes hydrauliques routiers .....	37
2.3.4 Formule de Manning Strickler.....	37
2.3.5 Méthodes de calcul d'un bassin versant routier .....	37
2.3.6 Débit capable.....	38
2.3.7 Débit d'apport.....	39
2.3.8 Calcul de plusieurs bassins versants routiers .....	40

2.4	DEMARCHE METHODOLOGIQUE.....	41
2.4.1	Objectif général .....	41
2.4.2	Objectifs spécifiques.....	41
2.4.3	Méthodologie et outils de travail .....	41
2.4.4	Collecte des données .....	41
2.5	CONCLUSION .....	42
<b>CHAPITRES 3 : ETDUE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE.....</b>		<b>44</b>
3.1	INTRODUCTION.....	44
3.2	FACTEURS CLIMATIQUES ET HYDROLOGIQUES .....	44
3.2.1	Topographie.....	44
3.2.2	Caractéristiques morphologiques et géologiques.....	45
3.2.3	Tracé du bassin versant.....	45
3.2.4	Statistique des pluies annuelles.....	46
3.2.5	Statistiques des pluies mensuelles .....	48
3.2.6	Pluies saisonnières.....	48
3.2.7	Pluies extrêmes.....	49
3.2.8	Hauteur de pluie - Intensité - Durée - Fréquence.....	50
3.3	ETUDES HYDROLOGIQUE.....	51
3.3.1	Choix de la période de retour.....	51
3.3.2	Prédétermination des débits de crue de fréquence donnée .....	51
3.4	ETUDES HYDRAULIQUES .....	57
3.4.1	Dimensionnement des caniveaux ou collecteurs .....	57
3.4.2	Dimensionnement des ouvrages hydrauliques.....	60
<b>FIGURE 3.6 : SCHEMA DE DRAINAGE DU BASSIN Y .....</b>		<b>64</b>
3.5	ETUDE DES EXUTOIRES IDENTIFIES .....	65
3.6	CONCLUSION .....	65
<b>CHAPITRES 4 : ETUDE STRUCTURALE .....</b>		<b>66</b>
4.1	INTRODUCTION.....	66
4.2	DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL.....	66
4.2.1	Hypothèse de calcul .....	66
4.1.2	Géométrie de l'ouvrage .....	68
4.3	EVALUATION DES CHARGES ET SOLLICITATIONS .....	70
4.3.1	Descente des charges pour Hr = 0 m.....	70
4.3.2	Descente de charges pour Hr = 1,00m .....	73
4.3.2	Cas de chargement .....	76
4.5	RESULTATS .....	77
4.5.1	Diagramme des moments fléchissants sous l'effet de la charge linéaire sur le cadre.....	77
4.6	DETERMINATION DES SECTIONS D'ACIER.....	78
4.6.1	Dimensionnement à l'ELS.....	78
4.6.2	Calculs des armatures du collecteur .....	88
4.7	CONCLUSION .....	89

<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>90</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>92</b>
<b>TABLE DES MATIERES .....</b>	<b>100</b>

## **DÉDICACE**

Je dédie ce modeste travail :

☞ A toi, Elisabeth, mon épouse.

Puisses-tu trouver ici, la récompense pour tes énormes sacrifices lors de mes absences récurrentes à vos côtés, les enfants et toi ;

☞ A mes enfants Laurell Arsel ;

☞ Ilan Jaurys.

Puissiez-vous déceler à travers ce travail, la preuve de mieux faire dans le cadre de votre apprentissage de la vie et singulièrement de vos études.

## REMERCIEMENTS

A l'issue de la présente formation continue, je voudrais exprimer ma profonde gratitude à celles et ceux qui m'ont apporté un soutien ou appui de quelque nature que ce soit.

Je remercie particulièrement :

- Professeur Guy Alain ALITONOU, Directeur de l'EPAC / UAC ;
- Professeur Vincent PRODJINONTO, Directeur Adjoint de l'EPAC / UAC ;
- Professeur Fidèle TCHOBO, Chef CAP, Enseignant chercheur à l'UAC et à tout le personnel du Centre Autonome de Perfectionnement pour l'accompagnement ;
- Dr Kocouvi Agapi HOUANOU, Maître de conférences, Enseignant-Chercheur EPAC/UAC, mon directeur de mémoire pour votre l'encadrement de ce travail en dépit de votre de votre agenda très chargé ;
- Pr Mohamed GIBIGAYE, Professeur titulaire des universités du CAMES, pour ses conseils et orientations ;
- Dr Valéry K. DOKO, Enseignant chercheur à l'EPAC ; Maître de Conférences des universités du CAMES, Chef Département du génie civil pour ces multiples conseils dans le cadre de cette formation ;
- Tout le corps professoral du Centre Autonome de Perfectionnement (CAP) pour la disponibilité tout au long de cette formation ;
- les honorables membres du jury, pour l'appréciation du présent travail ;
- Messieurs :
  - Jean-Marie Servais DOVONON, Directeur Général de ACEP SAS ;
  - MONCEF BEN JAAFAR, Chef de Mission du Groupement SCET-TUNISIE/ACEP/LINER ENVIRONNEMENT ;
  - ADJIBOICHA Moudachirou, Chef de Mission Adjoint, du Groupement SCET-TUNISIE/ACEP/LINER ENVIRONNEMENT,

dans le cadre des travaux de construction de collecteurs d'assainissement pluvial et d'aménagement de voies connexes dans es bassins Pa3 et Y dans la ville de Cotonou (Lot PAPC-BM\_T01), pour l'opportunité de ma participation à la Mission de surveillance et de contrôle en tant que contrôleur des travaux de construction dans le bassin Y.

## **SIGLES ET ACRONYMES**

APD : Avant-Projet Détaillé

ASECNA : Agence pour la Sécurité de la Navigation Aérienne

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

BCEOM : Bureau de Construction pour les Equipements d'Outre-Mer

BTP : Bâtiments et Travaux Publics

BV : Bassin Versant

CAP : Centre de Perfectionnement Autonome

CIEH : Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques

CCTG : Cahier des Clauses Techniques Générales

CCTP : Cahier des Clauses Techniques Particulière

EIES : Etude d'Impact Environnemental et Social

EP : Eaux Pluviales

EU : Eaux Usées

IDF : Intensités  $\dot{R}$  Durées - Fréquences

IGN : Institut Géographique National

MA : Matières Azotées

MO : Matières Organiques

MP : Matières phosphorées

MNT : Modèle Numérique de Terrain

ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer

PAPC : Programme d'Assainissement Pluvial de Cotonou

PDA : Plan Directeur d'Assainissement

PHEE : Plus Hautes Eaux Exceptionnelles

PHEH : Plus Hautes Eaux Habituelles

PHEN : Plus Hautes Eaux Navigables

PK : Parcours Kilométriques

RSA : Robot Structural Analysis

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

STEP : Station d'Epuration des eaux usées

TN : Terrain Naturel

$Q_c$  : Débit capable

$Q_a$  : Débit d'apport

$T_c$  : Temps de concentration

## **LISTE DES FIGURES**

Figure 1.1 : Assainissement dans le cycle de l'eau.....	9
Figure 1.2 : Schéma du réseau unitaire.....	11
Figure 1.3 : Schéma du système séparatif.....	12
Figure 1.4 : Schéma à écoulement direct.....	14
Figure 1.5 : Schéma à collecteur latéral.....	15
Figure 1.6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	15
Figure 1.7 : Schéma par zone étagée.....	15
Figure 1.8 : Schémas sectionnels à centre collecteur unique.....	16
Figure 1.9 : Schémas d'équipement radial.....	16
Figure 1.10 : Principe d'une structure réservoir.....	20
Figure 1.11 : Fonctionnement de la tranchée drainante.....	21
Figure 1.12 : Composition de la tranchée drainante.....	21
Figure 1.13 : Puits comblé.....	22
Figure 1.14 : Schéma d'une chaussée à structure réservoir .....	23
Figure 2.1 : Carte de la ville de Cotonou.....	26
Figure 2.2 : Exemple d'un bassin versant, avec les limites des partages des eaux de surface...	31
Figure 2.3 : Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) .....	32
Figure 3.1 : Vue du bassin versant de la zone du projet.....	46
Figure 3.2 : Variation interannuelle de la pluie à la station de Cotonou.....	47
Figure 3.3 : Ajustement des pluies moyennes annuelles à la loi de Gauss.....	47
Figure 3.4 : Pluies mensuelles à la station de Cotonou (1984 - 2016) .....	48
Figure 3.5: Ajustement à la loi de Gumbel .....	49
Figure 3.6 : Schéma de drainage du bassin Y .....	64
Figure 4.1 : Systèmes de charge sur essieux Bc .....	67
Figure 4.2 : Systèmes de charge sur essieux Bt, B.....	67
Figure 4.3 : Systèmes de charge sur essieux Mc120.....	67
Figure 4.4 : Coupe transversale du collecteur 3x150x160.....	68
Figure 4.5 : Vue en plan du collecteur avec les chargements possibles du système Bc.....	69
Figure 4.6 : Vue en plan du collecteur avec les chargements possibles du système Bt.....	69
Figure 4.7 Vue en plan du collecteur avec les chargements possibles du système Mc 120.....	70
Figure 4.8 : Epures montrant le chargement du tablier, du piédroit de rive gauche et du piédroit de rive droite.....	76
Figure 4.9 : Epures enveloppe des moments .....	77
Figure 4.10 : Epures enveloppe des efforts tranchants.....	77
Figure 4.11 : Coupe transversale d'un ouvrage.....	78

## **LISTE DES PHOTOS**

Photo 1.1 : L'assainissement dans le cycle de l'eau.....	20
Photo 1.2 : Bassin de rétention en eau.....	21
Photo 1.3 : Images d'une noue.....	22
Photo 1.4 : Image d'une toiture en terrasse ou toit vert.....	23
Photo 2.1 : Image de le rue 4028-4026 après une précipitation.....	27
Photo 2.2 : Image Google Earth de la zone de projet du bassin Y.....	29

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 2.1 : Coefficient de ruissellement en fonction de l'occupation du sol et type de surface.....	35
Tableau 3.1 : Caractéristiques statistiques des pluies annuelles.....	46
Tableau 3.2 : Ajustement des pluies annuelles par la loi Normale à la station de Cotonou.....	48
Tableau 3.3: Variations mensuelles de la pluviométrie à la station de Cotonou.....	48
Tableau 3.4 : Variation saisonnière de la pluviométrie.....	49
Tableau 3.5 : Valeurs des pluies journalières extrêmes pour différentes périodes de retour.....	50
Tableau 3.6 : Coefficients de Montana de fréquence biennale valable dans la zone de projet...	50
Tableau 3.7 : Périodes de retour des pluies retenues .....	51
Tableau 3.8: Coefficients de Montana de fréquence décennale valable dans la zone de projet .....	52
Tableau 3.9 : Formules d'assemblage de bassins .....	54
Tableau 3.10 : Résultats des études hydrologiques des rues du bassin Y .....	56
Tableau 3.11 : Caractéristiques géométriques de quelques sections hydrauliques .....	58
Tableau 3.12 : Résultats de calcul hydraulique des ouvrages de drainage longitudinal.....	62
Tableau 3.13 : Données pluviométriques de la zone du projet (Bassin Y) .....	63
Tableau 3.14 : Exutoires des rues dans le bassin Y.....	65
Tableau 4.1 : Récapitulatif de la descente des charges .....	75
Tableau 4.2 : Différentes combinaisons de chargement.....	76
Tableau 4.3 : Moments fléchissants et efforts tranchants dans les parties du collecteur.....	78
Tableau 4.4 : Dimensionnement des éléments de structures du collecteur .....	79
Tableau 4.5 : Détail des diamètres d'armatures du collecteur 3x150x160.....	88

## **RÉSUMÉ**

L'amélioration des conditions de vie des populations de nos hameaux, campagnes, et quartiers de ville nécessite parfois la mise hors d'eau de certaines rues qui desservent nos agglomérations et souvent la construction d'ouvrages spécifiques. C'est dans cette optique que la présente étude a proposé l'assainissement de la rue 4028-4026 et la construction d'ouvrage d'assainissement reliant le quartier Jak à la voie pavée desservant l'ancien pont de Cotonou et débouchant sur la cornière Est de Cotonou et l'hôtel du lac dans le quartier Enagnon-Fifadji Houto, communément appelé Akpakpa-Dodomè distante de 900 mètre linéaire, dans le 4<sup>e</sup> arrondissement de Cotonou. La méthodologie que nous avons utilisée tourne autour de la revue de littérature, la généralité en matière d'assainissement urbain, les travaux sur chantier, le traitement des données recueillies sur site et l'analyse des résultats. Les études hydrologiques et hydrauliques ont permis d'évaluer le volume d'eau de pluie projetée qui sera drainée par une section d'ouvrage d'assainissement précis. L'étude structurale a été facilitée par le logiciel Robot Structural Analysis (RSA) et Autodesk Concrete Building Structures (CBS) nous ayant permis de procéder à la vérification de la structure du collecteur d'assainissement pluvial étudié et la détermination des armatures constitutives de son squelette porteur. Les résultats de cette étude nous ont conduit à un collecteur triple cellule de type 3x150x160 pour lutter contre l'inondation dans ce quartier de Cotonou, et sont dans le dossier d'exécution.

**Mots clés :** Assainissement, collecteur, pavage, caniveaux, Enagnon/ Fifadji-Houto.

## **ABSTRACT**

Improving the living conditions of the populations of our hamlets, countrysides, and city districts sometimes requires the watertightness of certain streets that serve our towns and often the construction of specific structures. It is with this in mind that this study proposed the sanitation of street 4028-4026 and the construction of sanitation structures linking the Jak district to the paved road serving the old Cotonou bridge and leading to the eastern corner of Cotonou and the Hôtel du Lac in the Enagnon-Fifadji Houto district, commonly called Akpakpa-Dodomè, 900 linear meters away, in the 4th district of Cotonou. The methodology we used revolves around the literature review, generality in urban sanitation, work on site, processing of data collected on site and analysis of the results. The hydrological and hydraulic studies made it possible to assess the volume of projected rainwater that will be drained by a specific section of sanitation structure. The structural study was facilitated by the Robot Structural Analysis (RSA) and Autodesk Concrete Building Structures (CBS) software, which allowed us to verify the structure of the storm drainage collector studied and determine the constituent reinforcements of its supporting skeleton. The results of this study led us to a triple cell collector of type 3x150x160 to combat flooding in this district of Cotonou, and are grouped together in the execution file.

**Keywords :** Sanitation, collector, paving, gutters, Enagnon/ Fifadji-Houto.

## **INTRODUCTION GENERALE**

### ✓ Contexte général

Dans les méandres de l'urbanisation croissante, l'assainissement pluvial émerge comme un pilier fondamental de la durabilité urbaine. En effet, la gestion efficace des eaux de ruissellement est un impératif pour prévenir les inondations, protéger les infrastructures et garantir une meilleure qualité de vie des populations en générale et celle des villes en particulier. Au cœur de cette problématique, les collecteurs cadres d'assainissement pluvial occupent une place stratégique, assurant la collecte et l'évacuation des eaux de pluie vers les réseaux d'assainissement.

Le présent mémoire se propose d'explorer de manière détaillée l'étude structurelle d'un collecteur cadre d'assainissement pluvial. L'objectif principal de cette étude est de comprendre en profondeur la complexité de cette infrastructure essentielle, en examinant ses composants structurels, ses performances hydrauliques et son interaction avec l'environnement urbain.

### ✓ Problématique et justification

La justification de cette recherche réside dans l'importance critique des collecteurs cadres dans le système global d'assainissement pluvial. Ces structures, souvent souterraines, peu visibles, jouent un rôle fondamental dans la prévention des inondations et la protection des infrastructures urbaines.

Les inondations récurrentes constatées dans le bassin côtier du golfe de Guinée et principalement dans les régions méridionales africaines en générale et celle du Bénin notamment, constituent des soucis majeurs qui ont amenés le gouvernement du Bénin à concevoir des programmes et projets pouvant résorber les difficultés auxquelles sont confrontées les populations des villes et campagnes en général et particulièrement celles résidant dans la ville de Cotonou pendant les périodes pluvieuses.

Dans le 4<sup>ème</sup> arrondissement de Cotonou, précisément à, Einagnon Fifadji-Houto et quartier JAK, tous des quartiers densément habités de la ville de Cotonou, les habitants rencontrent une pénibilité accrue de mobilité pendant la saison pluvieuse pour emprunter la rue 4028-4026 débouchant sur l'ancien pont de Cotonou et les rues allant vers la société de fabrication de farine de blé « Grand Moulin du Bénin (GMB) » ou encore vers la plage et la corniche Est de Cotonou. Cette rue, objet de la présente étude, constituant un point bas dans le bassin versant, est le lit de stagnation des eaux de pluie jusqu'à des hauteurs allant au-delà de soixante-dix centimètres. Cette situation, due à l'inexistence d'ouvrages d'assainissement de calibre adapté, mais aussi à l'encombrement des ouvrages de drainages existants par des ordures ménagères et autres

déchets solides divers constitue le déclic majeur ayant conduit les gouvernants actuels à commanditer les études sur le Plan Directeur d'Assainissement (PDA) pluvial de la ville de Cotonou qui ont permis la mise en place du Programme d'Assainissement Pluvial de Cotonou (PAPC) afin de remédier aux difficultés subies par les populations et d'améliorer leur cadre de vie. Aussi, l'atteinte de cet objectif louable, nécessite-t-elle la réalisation de « **l'étude technique d'un ouvrage d'assainissement : cas du collecteur cadre de la rue 4028-4026 à Enagnon-Fifadji Houto dans le 4<sup>e</sup> Arrondissement de Cotonou** »

✓ Objectifs général et spécifiques

Ce mémoire se consacre à l'étude structurale d'un élément clé de l'infrastructure urbaine : le collecteur cadre d'assainissement pluvial. L'objectif général de ce travail est de faire l'étude technique du collecteur cadre de la rue 4028-4026 à Enagnon-Fifadji Houto dans le 4<sup>e</sup> Arrondissement de Cotonou.

De façon spécifiques, il s'agira de :

- Faire la recherche documentaire ;
- Faire l'étude hydrologique et hydraulique ;
- Faire l'étude structurale.

L'importance de l'assainissement pluvial dans l'infrastructure urbaine ne saurait être sous-estimée. En plus de prévenir les inondations, il contribue à la préservation de la qualité des eaux et à la protection de l'environnement. Les collecteurs cadres, en particulier, sont des éléments clés de cette infrastructure, assurant la collecte et l'évacuation des eaux de pluie provenant des surfaces imperméables vers les stations d'épuration ou les cours d'eau.

La problématique centrale de cette recherche réside dans la nécessité d'assurer la fiabilité et la durabilité des collecteurs cadres dans un environnement urbain en perpétuelle évolution. Face aux défis posés par le changement climatique et l'urbanisation rapide, il est crucial de comprendre comment ces infrastructures réagissent aux contraintes hydrauliques et environnementales, et comment elles peuvent être optimisées pour répondre aux besoins futurs.

Dans cette optique, la présente étude se fixe comme objectif spécifique de répondre à la question suivante : Comment concevoir et dimensionner de manière optimale la structure d'un collecteur cadre d'assainissement pluvial pour garantir sa résistance structurelle et sa fonctionnalité dans des conditions variées ?

Pour répondre à ce questionnement, une méthodologie rigoureuse sera adoptée, combinant des analyses théoriques, une étude de cas et de simulation numérique. Cette approche multidisciplinaire permettra d'explorer en profondeur les aspects de la structure des collecteurs cadres, depuis leur conception jusqu'à leur comportement en conditions réelles.

Dans les sections suivantes de ce mémoire, nous aborderons en détail la revue de la littérature sur le sujet, décrirons la méthodologie adoptée, analyserons les résultats obtenus et discuterons des implications de cette recherche pour la pratique professionnelle et les futures recherches en la matière.

# **CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR L'ASSAINISSEMENT URBAIN**

## **1.1 INTRODUCTION**

L'assainissement urbain, enjeu central des politiques de gestion des ressources en eau, est un domaine complexe et multidisciplinaire. Il joue un rôle clé dans le maintien des équilibres environnementaux, la santé publique et la qualité de vie en milieu urbain. Cette partie explore, à travers une synthèse bibliographique, les principaux travaux scientifiques et ouvrages de référence qui abordent les défis et les solutions dans ce domaine. Elle met en lumière les approches innovantes, les cadres réglementaires, ainsi que les méthodes de conception et de gestion des infrastructures d'assainissement, en tenant compte des contextes locaux et internationaux. Cette analyse constitue une base solide pour comprendre les principes fondamentaux et les perspectives d'évolution de l'assainissement urbain et du dimensionnement des collecteurs pluviaux.

### **1.1.1 Synthèse bibliographique sur l'assainissement urbain**

L'assainissement urbain est un domaine multidisciplinaire qui englobe divers aspects, environnementaux, économiques et sociaux. La littérature sur ce sujet aborde un large éventail de thèmes, allant de la conception des infrastructures aux politiques de gestion de l'eau en passant par les technologies de traitement des eaux usées.

David Butler, John W. Davies, & Christopher D.F. Rogers (2000) dans leur ouvrage intitulé « Urban Drainage » offrent une présentation complète des principes et des pratiques de la conception et de la gestion des systèmes de drainage urbain. Les auteurs abordent les aspects hydrologiques, hydrauliques et structurels des infrastructures de drainage, ainsi que les défis liés à la planification urbaine et à l'environnement. L'accent est mis sur les techniques modernes de modélisation et de gestion des eaux pluviales.

Vijay P.Singh (2001) a présenté dans son manuel de référence, dénommée « Handbook of Applied Hydrology », une gamme variée de sujets liés à l'hydrologie appliquée, y compris la gestion des eaux pluviales en milieu urbain. Les chapitres pertinents couvrent les concepts de base de l'hydrologie, les méthodes de modélisation des précipitations et de l'écoulement, ainsi que les stratégies de conception des systèmes de drainage pour minimiser les inondations et la pollution.

Thomas H. Cahill (2010), dans son ouvrage intitulé « Stormwater Management for Smart Growth » examine les meilleures pratiques des eaux pluviales dans le cadre du développement urbain durable. L'auteur met en évidence les approches innovantes pour la conception et la mise en œuvre de système de drainage intégrés dans les environnements urbains, en mettant l'accent

sur la gestion des bassins versants, la réduction des débits de crue et la protection de la qualité de l'eau.

Tom Liptan (2012), dans son document titré « Sustainable Stormwater Management : A Landscape-Driven Approach to Planning and Design » propose une approche holistique de la gestion des eaux pluviales, en mettant l'accent sur l'intégration des infrastructures de drainage dans le paysage urbain. L'auteur explore les principes de conception des espaces verts et des aménagements paysagers pour favoriser l'infiltration, la rétention et la filtration des eaux pluviales, tout en améliorant la qualité esthétique et environnementale des quartiers urbains.

Patrick Laurent & Bernard Barraqué (2012), dans leur ouvrage « Assainissement urbain », offrent une vue d'ensemble complète de l'assainissement urbain en France en mettant l'accent sur les aspects techniques, réglementaire et institutionnels. Les auteurs abordent les différents éléments des systèmes d'assainissement, y compris les réseaux de drainage, les stations d'épuration et les politiques de gestion de l'eau. Ils examinent également les défis contemporains de la gestion des eaux pluviales et des eaux usées dans un contexte urbain en évolution.

Jacques D. Sainte-Marie & Laurent Ménétrier (2012) ont rédigé une œuvre titrée « Hydraulique urbaine : Tome2, Les eaux pluviales » dans laquelle ils se concentrent spécifiquement sur la gestion des eaux pluviales en milieu urbain. Ils examinent les principes fondamentaux de l'écoulement des eaux pluviales, les méthodes de dimensionnement des réseaux de drainage et les stratégies de gestion des crues. Ils présentent également des études de cas illustrant des solutions pratiques pour la gestion durable des eaux pluviales en milieu urbain.

Christophe Bardin (2004) dans son ouvrage intitulé « Gestion des eaux pluviales urbaines », examine les différents aspects de la gestion des eaux pluviales en milieu urbain, en mettant l'accent sur les enjeux de qualité de l'eau, de gestion des bassins versants et de conception des infrastructures de drainage. L'auteur propose des solutions techniques et des recommandations pratiques pour la conception et la gestion des réseaux de collecte et de traitement des eaux pluviales.

Jacques D. Sainte-Marie (2008) dans son œuvre « Hydraulique urbaine : Tome 3, Les réseaux » se concentre sur les réseaux de drainage en milieu urbain. L'auteur examine les principes de conception, de dimensionnement et de gestion des réseaux pluviales, en mettant en lumière les défis spécifiques rencontrés dans un contexte urbain dense. L'ouvrage propose des solutions techniques pour optimiser la performance des réseaux et minimiser les risques d'inondation.

Patrick Moriarty & Jonny Crocker (2004) ont procédé à une étude intitulée « Water Supply and Sanitation in Urban Informal Settlements : Perceptions of Residents and Local Government Officers Kenya, Zambia, and Zimbabwe » dans lequel ils analysent les perceptions des résidents et des responsables gouvernementaux sur les services d'eau et d'assainissement dans les zones urbaines informelles de trois pays africains. Les auteurs mettent en lumière les défis de gouvernance, d'accès et de qualité des services dans ces contextes spécifiques.

Anderson, K., Rosemarin, A., & Lamizana, B. (2016) ont publié une étude intitulée « Sanitation, Wastewater Management and Sustainability : From Waste Disposal to Resource Recovery » - dans laquelle ils explorent les tendances émergentes en matière de gestion des eaux usées, mettant l'accent sur les approches innovantes de valorisation des sous-produits et de récupération des ressources à partir des eaux usées.

Mamadou Dia (2009) dans son œuvre « Assainissement urbain en Afrique : Enjeux et Perspectives » - examine les défis spécifiques de l'assainissement urbain en Afrique, en mettant en lumière les contraintes socio-économiques, environnementales et politiques qui entravent les efforts de développement dans ce domaine. L'auteur propose également des pistes de solution et des perspectives pour améliorer la gestion des eaux usées et des déchets dans les villes africaines.

Antoine A. Gbègnonchi et Aristide B. Gbaguidi (2015), dans le cadre de leur travail intitulé « Gestion durable de l'assainissement urbain en Afrique : cas des pays francophones » ont mis l'accent sur les aspects de durabilité environnementales, économique, et sociale. Les auteurs analysent les politiques, les stratégies de financement et les initiatives locales visant à l'accès aux services d'assainissement dans les zones urbaines africaines.

Achile Zannou (2018) dans son ouvrage « Défis de l'assainissement urbain en Afrique francophone : étude de cas du Bénin » s'est concentré sur les défis spécifiques de l'assainissement urbain au Bénin, en examinant les pratiques actuelles, les lacunes infrastructurelles et les obstacles institutionnels à la gestion efficace des eaux usées et des déchets solides. L'auteur propose des recommandations pour améliorer la gouvernance, renforcer les capacités techniques et mobiliser les ressources financières pour soutenir le développement de l'assainissement urbain.

Hamidou Diabaté et Moussa Bougari (2019) ont procédé à une étude sur « Assainissement urbain en Afrique francophone : bilan et perspectives » en offrant un panorama complet de la situation de l'assainissement urbain dans les pays francophones d'Afrique, en dressant un bilan des réalisations, des défis persistants et des opportunités de développement dans ce domaine. Les auteurs mettent en évidence l'importance de l'innovation technologique, de la participation

communautaire et de la coordination intersectorielle pour relever les défis de l'assainissement urbain en Afrique francophone.

### **1.1.2 Synthèse bibliographique sur le dimensionnement structural des collecteurs cadres d'assainissement pluvial**

la bibliographie sur le dimensionnement structural des collecteurs cadres d'assainissement pluvial est primordialement basé sur le Fascicule N°61, titre II (Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art – Programme de charges et épreuves des ponts-routes), le Fascicule 62, titre I du CCTG (Règle BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites Guide de calcul (SETRA) ; Programme PIPO-EL - Guide de calcul (SETRA) ; Programme MRB – Guide de calcul (SETRA) et le Fascicule 62 , titre V du CCTG relatif à la conception et au calcul des fondations des ouvrages du génie civil ( projet) sont des ouvrage qui ont contribué au dimensionnement des collecteurs cadres d'assainissement pluvial.

Les normes françaises pertinentes relatives au dimensionnement structural des ouvrages en béton sont émises par des organismes de normalisation tels que AFBOR (Association française de normalisation), CSTB (Centre scientifique et technique du bâtiment).

- ✓ NF P 16-010 : - Ouvrages de collecte et d'évacuation des eaux pluviales – Dimensionnement. Cette norme française fournit des recommandations pour le dimensionnement des ouvrages de collectes et d'évacuation des eaux pluviales. AFNOR (2018)

Le Comité européen de normalisation (2013) a publié « Dimensionnement des ouvrages en béton armé- Eurocode2 » qui fournit les prescriptions pour le dimensionnement des ouvrages en béton armé, y compris les collecteurs cadres d'assainissement pluvial. Elle établit les règles de calcul et les critères de sécurité à respecter lors de la conception des structures en béton

- ✓ NF EN 752 – Drainage des eaux pluviales dans les agglomérations. Cette norme traite de la conception et de l'évaluation des systèmes de drainage pour le dimensionnement des collecteurs cadres armé, en se basant sur les principes de l'Eurocode2. Quelques normes. Comité européen de normalisation (2008) ;
- ✓ NF EN 1295-1 – Conception et exécution des ouvrages en béton – Partie 1 : Règle générales. Cette norme n'étant pas spécifiques aux collecteurs cadres, fournit des lignes directrices pour la conception et l'exécution des ouvrages en béton, ce qui est pertinent pour les structures de drainages. (Comité européen de normalisation 2001)

Jean-Armand Calgaro & Jean-Pierre Moungin (2008) ont produit un ouvrage intitulé « Calcul des structures de béton : Guide d'application de l'Eurocode 2 » qui est guide pratique qui

explique en détail les principes de calcul et les méthodes de dimensionnement des structures en béton selon l'Eurocode 2. Les auteurs fournissent des exemples d'application pour différentes configurations structurales, y compris les collecteurs cadres d'assainissement pluvial, afin d'illustrer les étapes du dimensionnement.

Jacques Mathivat & Jean-Armanr Calgaro (2011) ont publié l'ouvrage intitulé « Structures en béton : Théorie et dimensionnement ». Ce document offre une approche théorique et pratique du dimensionnement des structures en béton, en mettant l'accent sur les méthodes de calcul conformes aux normes en vigueur, notamment l'Eurocode 2. Les auteurs expliquent les concepts de base du comportement des structures en béton armé et proposent des méthodes de dimensionnement adaptés aux applications spécifiques, telles que les collecteurs d'assainissement pluvial.

L'Association canadienne de normalisation (2009) a publié « Recommandation pour le dimensionnement des structures en béton.

Cette norme canadienne fournit des recommandations pour le dimensionnement des structures en béton, en se basant sur les pratiques et les normes nationales. Bien que ne se concentrant pas spécifiquement sur les collecteurs cadres d'assainissement pluvial, cette norme offre des lignes directrices utiles pour le dimensionnement des éléments en béton armé.

## 1.2 L'ASSAINISSEMENT LIQUIDE EN MILIEU URBAIN

### 1.2.1 Situation de l'assainissement dans le cycle de l'eau

Le cycle de l'eau, comprend plusieurs étapes. En commençant par l'évaporation des eaux, on peut les classer suivant l'enchaînement suivant :

✓ L'évapotranspiration : l'eau part de la forme liquide à la forme vapeur en s'évaporant des grands plans d'eaux tels que la mer, les cours d'eau, les lacs etc... et des flaques d'eau plus petites tels que les eaux stagnantes et les eaux d'irrigation, mais aussi par la transpiration des êtres vivants.

✓ L'accumulation en nuages

✓ La tombée sous forme de précipitation

Après cette étape plusieurs branches suivent :

- La restitution directe au milieu naturel : L'infiltration dans le sol, la tombée directe dans les grands plans d'eau et ruissellement vers ceux-ci,
- Le captage et l'utilisation par les êtres vivants puis la restitution au milieu naturel

- Etc...

L'assainissement se situe dans cette étape de restitution au milieu naturel.



Figure 1.1 : Assainissement dans le cycle de l'eau  
Source : SORO Ousmane et al., 2017, Page 17

## 1.2.2 Modes d'assainissement liquide

On désigne par mode d'assainissement la manière dont on procède à l'assainissement d'une localité en termes de regroupement ou non des habitats et des terrains à assainir ainsi que la gestion du processus d'assainissement.

Aussi distingue-t-on deux modes d'assainissement.

### 1.2.2.1 Assainissement autonome

L'assainissement autonome, également appelé assainissement individuel ou assainissement non collectif, consiste à traiter les eaux pluviales et usées directement sur le terrain à assainir. Dans les zones d'habitats dispersés, le recours à l'assainissement autonome constitue une alternative à la construction de réseaux d'assainissement. Un système individuel conforme à la réglementation, adapté au type de sol, à la surface disponible et correctement entretenu permet d'assurer une protection satisfaisante des milieux récepteurs face à des rejets dispersés pour des coûts d'investissement largement inférieurs à ceux d'une desserte par réseau collectif.

Le système d'assainissement autonome a un certain nombre d'inconvénients :

- Coûte cher (par le coût des vidanges)
- Nécessite une alimentation en eau abondante et fiable sous canalisation
- N'est possible que pour des logements à faible densité

- Nécessite une vidange régulière des boues qui doivent être manipulées avec précaution.

#### 1.2.2.2 Assainissement collectif

C'est un mode d'assainissement dans lequel on collecte les eaux pluviales et usées effluentes de plusieurs habitats. Celles-ci sont collectées et regroupées et acheminées vers un exutoire en passant par diverses installations dépendant du système d'assainissement adopté. Elles sont en générales à la charge de la collectivité publique qui peut léguer leurs gestions à des organismes tiers.

L'assainissement collectif se rencontre davantage dans les grandes agglomérations où leur installation s'impose souvent du fait du manque d'espace pour pratiquer l'assainissement autonome et aussi l'investissement requis est beaucoup plus rentable vu que l'on procèdera au branchement de nombreux logements qui sont à proximité les uns des autres. Il s'agit des systèmes qui collectent les eaux usées d'une zone comprenant un grand nombre de logements pour les amener à une station d'épuration.

Il donne lieu à plusieurs systèmes d'assainissement tels :

- le système unitaire
- le système séparatif
- le système pseudo-séparatif

Le choix du mode d'assainissement liquide est influencé entre autres par la typologie de l'habitat et les conditions socioéconomiques de l'utilisateur. La différence entre les modes d'assainissement est d'autant plus marquée que l'on est en présence de quartiers à habitat planifié, équipé de réseaux et de stations d'épuration, mais autour desquels se sont progressivement développés des quartiers à habitat spontané.

#### 1.2.3 Systèmes d'assainissement liquide urbain

On désigne par type ou système d'assainissement la manière de collecter les eaux pluviales et usées en termes de séparation ou non de ces deux types d'eaux dans les canalisations et autres ouvrages constitutifs du réseau d'assainissement. On distingue trois (3) principaux systèmes d'assainissement liquide qui sont le système séparatif, le système unitaire et le système pseudo-séparatif.

Les systèmes d'assainissement doivent répondre aux objectifs suivants :

- protéger la population et le milieu naturel contre les risques sanitaires liés

aux eaux polluées ;

- diminuer les rejets anthropogènes dans le milieu naturel ;
- conserver ou rétablir un régime hydrologique aussi naturel que possible dans les zones urbanisées ;
- obtenir une gestion optimale des eaux pluviales, si possible au niveau du bien-fonds, en vue de minimiser les dégâts liés aux événements de pluie exceptionnels et d'intégrer les eaux pluviales en tant qu'élément du paysage urbain.
- Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge. On distingue :

#### 1.2.3.1 Système unitaire

##### 1.2.3.1.1 Définition

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

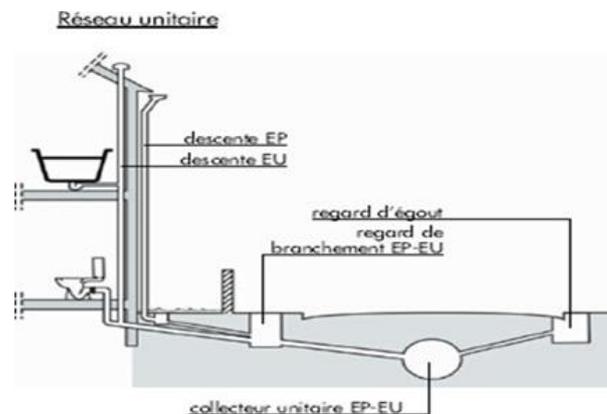


Figure 1.2 : Schéma du réseau unitaire

Source : SORO Ousmane et al., 2017, Page 20.

Les réseaux unitaires posent certains problèmes. L'installation de station d'épuration est souvent confrontée à des critères de choix des débits des effluents et de leur qualité. Et lorsque ces ouvrages existent, les déversoirs d'orage et les stations d'épuration sont débordés lors des fortes précipitations.

##### 1.2.3.1.2 Avantages et inconvénients

Même s'il permet d'économiser la construction d'un réseau d'eau usée, ce système n'est pas adapté au pays de courte saison des pluies. En effet le réseau doit être dimensionné pour des débits d'eaux pluviales et convient mal aux eaux usées qui y transitent pourtant seules la majeure partie du temps. Les conditions d'auto curage n'étant pas requises pour le

dimensionnement de ce type de réseau, la rareté des pluies fait que cet auto curage ne s'effectue pas. Le mélange des eaux de pluie avec les eaux usées provoque une réduction des concentrations qui nuit à l'efficacité de l'épuration. D'autre part, le débit important des eaux engendre une surcharge par rapport au dimensionnement de la station d'épuration et, très fréquemment, des déversements directs des eaux non traitées dans le milieu naturel.

Par ailleurs, la mise en charge d'un réseau unitaire suite à une pluie exceptionnelle peut provoquer une submersion des voies et des habitations avec des eaux collectant des excréta.

Souvent, les réseaux unitaires sont des solutions d'un réseau séparatif initialement conçu pour collecter les eaux pluviales, dans les cas suivants :

- aucune solution viable n'a été proposée aux populations pour l'assainissement des eaux usées, débouchant sur un règlement de l'assainissement.
- la gestion du réseau par l'exploitant au cas où ce réseau existe et est défaillante : il n'a pas contrôlé le raccordement conforme des habitations au réseau.

### 1.2.3.2 Système séparatif

#### 1.2.3.2.1 Définition

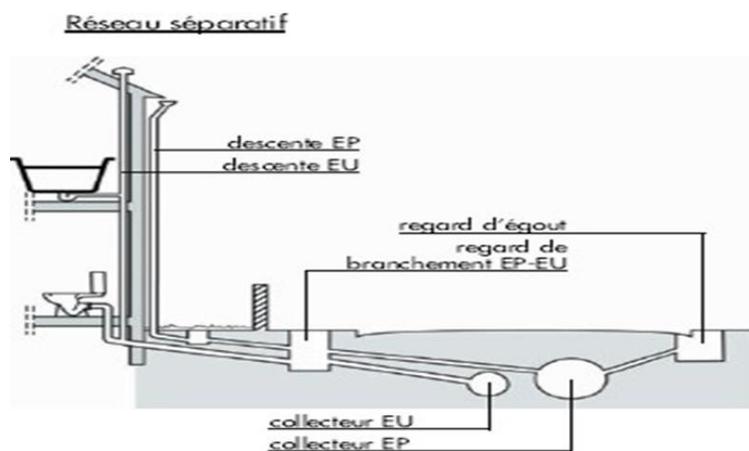


Figure 1.3 : Schéma du système séparatif  
Source : SORO Ousmane et al., 2017 Page 21

Le réseau séparatif se trouve souvent complémentaire du réseau unitaire lors des extensions des villes et de la modernisation des réseaux.

Le principe du système d'assainissement séparatif est d'organiser la collecte des eaux pluviales et usées des habitats, voiries et équipement de façon à les conduire les eaux usées vers une station d'épuration s'il en existe et les eaux pluviales des bassins de rétention et des exutoires naturels. L'objectif de l'assainissement restant de débarrasser le milieu urbain des eaux qui peuvent devenir une nuisance en causant le moindre de dommages possible à l'environnement.

### 1.2.3.2 Avantages et inconvénients

L'individualisation des réseaux d'eaux usées et d'eaux pluviales présente des avantages :

- la régularité du débit et de la qualité des effluents EU dans le temps, qui facilite la gestion de la station d'épuration.
- La mise en place d'un réseau d'eaux usées de petites sections par rapport au réseau unitaire et adapté à l'évacuation de faibles débits respectant les conditions d'auto curage.

Toutefois ce système présente aussi des inconvénients parmi lesquels :

- la grande largeur des tranchées
- une plus grande quantité de canalisation
- Le coût élevé de la mise en place

Ces inconvénients se résument donc aux coûts élevés des canalisations.

### 1.2.3.3 Le système pseudo-séparatif

#### 1.2.3.3.1 Définition

C'est un système séparatif modifié qui permet d'admettre dans le réseau d'eaux usées des concessions les eaux de ruissellement provenant des toitures, des cours, des jardins et des eaux domestiques. Par contre les eaux de ruissellement des voies publiques et espaces libres sont évacuées séparément dans un réseau pluvial.

#### 1.2.3.3.2 Avantages et inconvénients

Ce système permet l'économie la réalisation d'un branchement eau pluviale en plus du branchement eau usée et simplifie la surveillance des raccordements des usagers du réseau. C'est souvent un système dérivé du système séparatif, qui s'est imposé de fait en l'absence de contrôle de conformité des raccordements. Il peut aussi s'agir d'un réseau initialement unitaire qui a subi une évolution lors des travaux de voirie (un réseau spécifique a été construit pour évoluer vers un réseau séparatif) ou pour soulager le réseau initial saturé.

On trouve aussi d'autres systèmes d'assainissement mais qui sont moins connus que ceux précités. Parmi eux, on compte : le système mixte, composite etc...

### 1.2.4 Autres systèmes d'assainissement liquide

On note également l'existence de d'autres systèmes d'assainissement moins répandus tels que

- **Système mixte.**

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

- **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.

- **Systèmes spéciaux.**

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue :

- **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 des canalisations en dépression.

En somme, l'assainissement liquide se situe au niveau de la restitution au milieu naturel des eaux entrant sur une parcelle. C'est une opération qui peut se faire selon le mode collectif ou individuel et selon plusieurs systèmes de réseaux dont les plus fréquents sont les systèmes unitaire et séparatif.

### 1.2.5 Schémas des réseaux d'assainissement

Un réseau d'assainissement est conçu comme un réseau ramifié.

On peut classer les diverses ossatures entre un nombre de schémas types :

#### 1.2.5.1 Schéma perpendiculaire

On l'appelle également schéma à écoulement direct. Il convient par exemple aux réseaux des eaux de pluie en système séparatif.

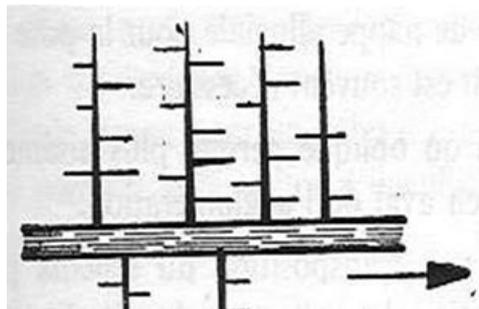


Figure 1.4 : Schéma à écoulement direct  
Source : Cours d'assainissement  
(EMSI), 2016, Page 4

#### 1.2.5.2 Schéma d'équipement par déplacement latéral

Il est également appelé schéma à collecteur latéral. Ses eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Il permet de reporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Son désavantage principal est qu'il nécessite souvent des relèvements.

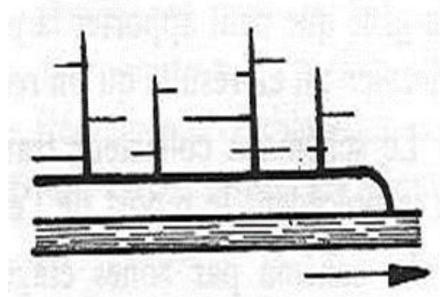


Figure 1.5 : Schéma à collecteur latéral Source : Cours d'assainissement (EMSI), 2016,

### 1.2.5.3 Schéma d'équipement à collecteur transversal ou oblique

Le ou les collecteurs orientés par rapport à la pente topographique et à la direction de l'écoulement de la rivière comporte des égouts ramifiés ; ces derniers reportent par gravité le débouché du réseau plus loin à l'aval que dans le schéma précédent.

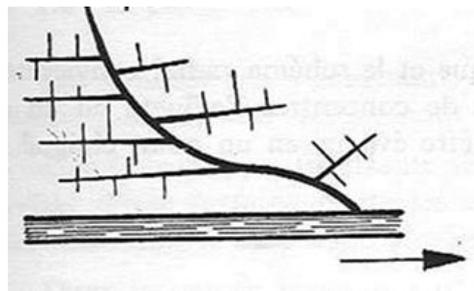


Figure 1.6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique Source : Cours d'assainissement, (EMSI) 2016, Page 5

### 1.2.5.4 Schéma par zones étagées ou schéma par interception

Le schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

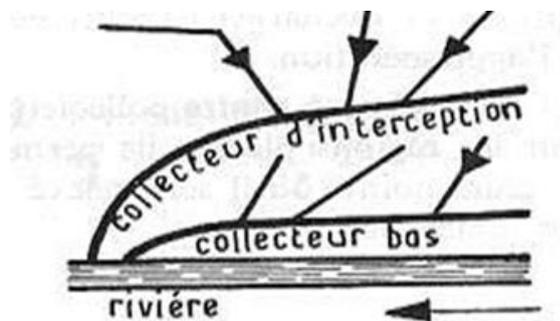


Figure 1.7 : Schéma par zone étagée Source : Cours d'assainissement, (EMSI) 2016, Page5

### 1.2.5.5 Schémas sectionnels

Ils sont divisés en deux groupes

- Schéma sectionnel à centre collecteur unique
- Schéma d'équipement radial (ou à secteurs multiples).

#### 1.2.5.5.1 Schémas sectionnels à centre collecteur unique

Le réseau converge sur un centre. A partir de ce centre, l'effluent est refoulé dans un émissaire de transport.

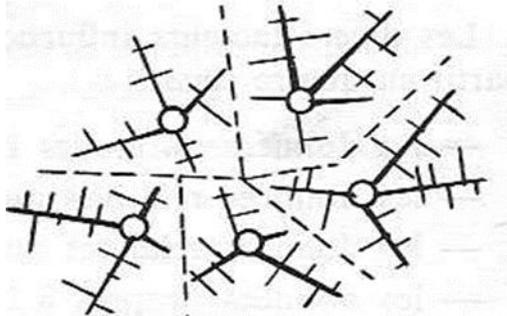


Figure 1.8 : Schémas sectionnels à centre collecteur unique Source : Cours d'assainissement, (EMSI) 2016, Page 5.

#### 1.2.5.5.2 Schémas d'équipement radial

Le système comporte plusieurs schémas en éventail

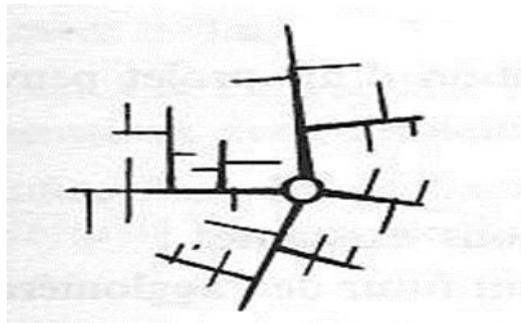


Figure 1.9 : Schémas d'équipement radial Source : Cours d'assainissement, (EMSI) 2016, Page 6

Les schémas sectionnels conviennent spécialement aux régions uniformément plates. Le système séparatif s'applique bien dans de tels schémas à cause de la multiplicité des rejets.

### 1.2.6 Explications du cycle de l'eau urbaine

Le cycle de l'eau urbaine décrit le cheminement des eaux dans un environnement urbain, depuis les précipitations atmosphériques jusqu'à leur réutilisation ou leur retour des précipitations dans l'environnement naturel. Les différentes étapes de ce cycle sont les suivantes.

- ✓ **Précipitation** : le cycle de l'eau urbaine commence par les précipitations atmosphériques, sous forme de pluie, qui tombent sur les surfaces imperméables des zones urbaines, telles que les toits, les routes et les trottoirs. Ces précipitations constituent la source principale des eaux de pluie en milieu urbain.
- ✓ **Ruissellement et collecte des eaux pluviales** : une fois au sol, une partie des eaux de pluie s'écoule en surface, formant le ruissellement urbain. Ce ruissellement est collecté par un réseau de collecteurs d'eaux pluviales, comprenant des caniveaux, des puisards et conduites souterraines, qui acheminent les eaux vers les ouvrages de stockage et de traitement.
- ✓ **Stockage et traitement** : les eaux pluviales collectées temporairement dans des ouvrages de rétention, tels que des bassins de rétention ou des réservoirs souterrains, pour atténuer les pics de débit et réduire les risques d'inondation. Par la suite, les eaux pluviales sont dirigées vers des installations de traitement, telles que des stations de pompage ou des bassins de filtration, où elles subissent différents processus de purification pour éliminer les polluants et améliorer leur qualité.
- ✓ **Réutilisation** : après traitement, une partie des eaux pluviales peut être réutilisée à des fins non potables, telles que l'irrigation des espaces verts, le lavage des voiries ou le remplissage des bassins d'ornement. Cette pratique de réutilisation contribue à réduire la demande en eau potable, à préserver les ressources en eau douce et à promouvoir une gestion durable des ressources hydriques en milieu urbain.
- ✓ **Rejet ou infiltration** : une fois traitée et réutilisée, les eaux pluviales restantes sont généralement rejetées dans le milieu naturel, tel que les cours d'eau ou les plans d'eau, où elles rejoignent le cycle naturel de l'eau. Dans certains cas, les eaux pluviales peuvent également être infiltrées dans le sol, contribuant ainsi à recharger les nappes phréatiques et à maintenir l'équilibre hydrologique des bassins versants.

En somme le cycle de l'eau urbaine comprend un ensemble d'étapes, allant des précipitations atmosphériques à la réutilisation ou au rejet des eaux pluviales traitées, visant à assurer une gestion efficace et durable des ressources en eau dans les environnements urbains.

## **1.2.7 Descriptions des principaux éléments de l'infrastructure de l'assainissement pluvial**

L'infrastructure de l'assainissement pluvial comprend plusieurs éléments essentiels pour collecter, stocker, et gérer les eaux pluviales dans les zones urbaines.

### **1.2.7.1 Réseaux de collecte des eaux pluviales**

Les réseaux de collecte des eaux pluviales sont constitués d'un ensemble de caniveaux, de regards et de conduites souterraines conçus pour collecter les eaux de pluie qui s'écoulent en surface. Ces réseaux dirigent les eaux pluviales vers des points de stockage ou vers des ouvrages de traitement, réduisant ainsi les risques d'inondation et de débordement des infrastructures urbaines.

### **1.2.7.2 Bassins de rétention**

Les bassins de rétention, également appelés bassins de stockage ou bassins d'orage, sont des ouvrages de stockage temporaires conçus pour atténuer les pics de débits lors de fortes précipitations. Ces bassins recueillent les eaux pluviales en excès et les retiennent temporairement, avant de les relâcher dans les réseaux de drainage ou de traitement, réduisant ainsi les risques d'inondation en aval.

### **1.2.7.3 Bassins de filtration**

Les bassins de filtration, ou bassin de dépollution, sont des installations conçus pour éliminer les polluants des eaux pluviales avant leur rejet dans l'environnement naturel. Ces bassins utilisent des techniques de filtration, telles que de couches de gravier, de sable ou de végétation, pour capturer les contaminants présents dans les eaux de ruissellement, améliorant ainsi la qualité de l'eau avant son rejet.

### **1.2.7.4 Station de pompage**

Les stations de pompage sont des installations équipées de pompes et de systèmes de contrôle permettant de transporter les eaux pluviales collectées depuis les points bas vers des points plus élevés, où elles peuvent être stockés, traitées ou rejetées dans l'environnement. Ces stations sont utilisées dans les zones présentant des variations d'altitude importante ou des contraintes topographiques particulières.

### **1.2.7.5 Aménagement de réutilisation**

Les aménagements de réutilisation sont des infrastructures permettant de récupérer et de réutiliser les eaux de pluie pour des usages non potables, tels que l'irrigation des espaces verts, le lavage des voiries ou le remplissage des bassins d'ornement. Ces aménagements contribuent à réduire la demande en eau potable, à préserver les ressources en eau douce et à promouvoir une gestion durable des ressources hydriques en milieu urbain.

Ensemble, ces éléments jouent un rôle crucial dans la gestion efficace et durable des eaux de pluie en milieu urbain, ainsi que dans la préservation de la qualité de l'eau et la réduction des risques d'inondation.

### **1.2.8 Techniques alternatives et stratégies**

Les techniques alternatives regroupent l'ensemble des ouvrages d'assainissement pluvial utilisés en alternative au système tout-à-l'égout. Au Québec, ils sont aussi connus sous le nom de Pratiques de Gestion Optimal (PGO). Leur fonctionnement repose sur deux principes :

- la rétention de l'eau de pluie et de ruissellement, pour réguler les débits et étaler les apports à l'aval ;
- l'infiltration dans le sol, lorsqu'elle s'avère possible, pour réduire les volumes s'écoulant vers l'aval.

Ainsi on distingue trois types d'ouvrages permettant de remplir ces fonctions :

- les ouvrages de rétention qui stockent de manière temporaire les eaux pluviales avant de les restituer vers un exutoire à débit limité,
- les ouvrages d'infiltration qui permettent aux eaux de s'infiltrer directement dans le sol (leur exutoire),
- les ouvrages de rétention infiltrants qui remplissent les deux fonctions à la fois où l'eau est en partie menée vers un exutoire à débit limité et une autre partie infiltrée dans le sol.

Ces techniques permettent à moindre coût ou équivalent de revaloriser la ressource en eau car ces investissements offrent de nombreux avantages et opportunités comme l'alimentation de la nappe phréatique, la réutilisation des eaux collectées ou l'aménagement d'espaces verts, de loisirs ou de détente. Et cela en plus des avantages précédemment évoqués : diminution des effets de l'imperméabilisation du sol, diminution de l'îlot de chaleur urbain et de la pollution des milieux récepteurs. Leur rôle principal est la réduction des flux vers l'aval pour limiter la concentration des polluants dans les exutoires et permettre au débit naturel des cours d'eau récepteurs de brasser et « diluer » les volumes d'eaux usées rejetés. Les techniques alternatives sont aussi nombreuses que variées, souvent complémentaires. On distingue donc :

#### **1.2.8.1 Bassins de rétention (à ciel ouvert, en eau ou enterrés)**



Photo 1.1 : Bassin de rétention en eau,  
Source : Angélique Aubery, 2016, Page 21

Définition : C'est une technique d'assainissement compensatoire des effets de l'imperméabilisation des sols en zone urbaine, permettant de répondre aux objectifs de contrôle à la source des ruissellements, avec ou sans infiltration. Le bassin de rétention des eaux pluviales a pour but de limiter les apports conséquents d'eau pluviales au réseau en écrêtant l'apport en eau dans les réseaux ou le milieu naturel afin d'éviter la saturation des réseaux d'assainissement, le débordement des déversoirs d'orages et au final des chocs de pollutions vers le milieu naturel. (Wikipédia).

### 1.2.8.2 Structures réservoirs (poreuses)

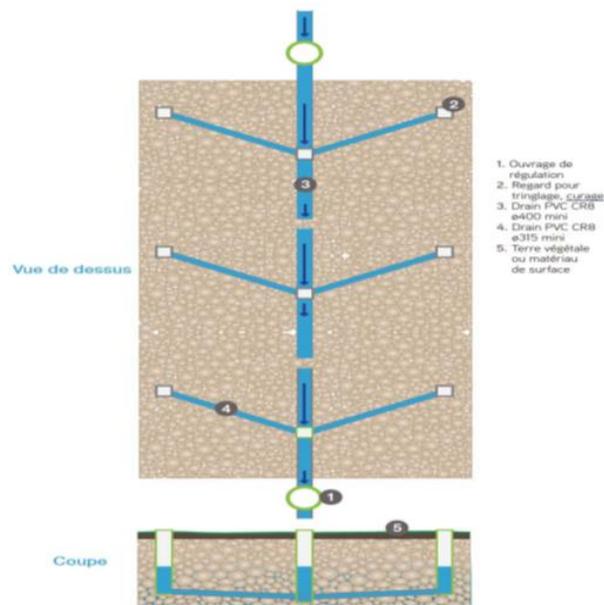


Figure 1.10 : Principe d'une structure réservoir,  
Source : Angélique Aubery, 2016, Page 45

### 1.2.8.3 Tranchées drainantes / infiltrantes



Photo 1.2 : Tranchée drainante  
Source : Angélique Aubery, 2016, Page 47

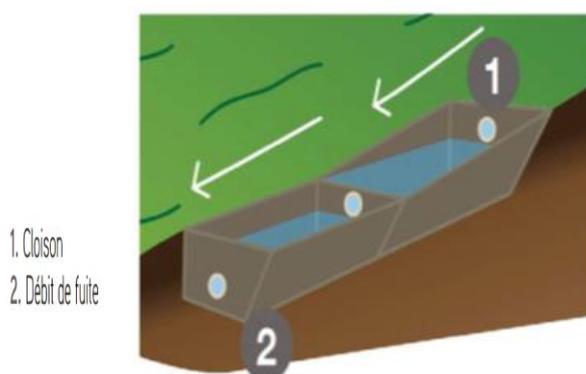


Figure 1.11 : Fonctionnement de la tranchée drainante, Source : Angélique Aubery, 2016,

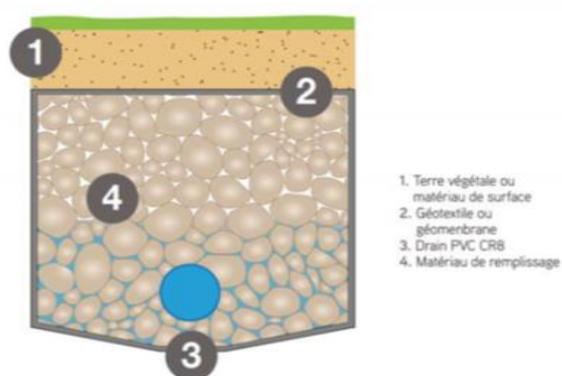


Figure 1.12 : Composition de la tranchée drainante  
Source : Angélique Aubery, 2016, Page 47

#### 1.2.8.4 Puits d'infiltration

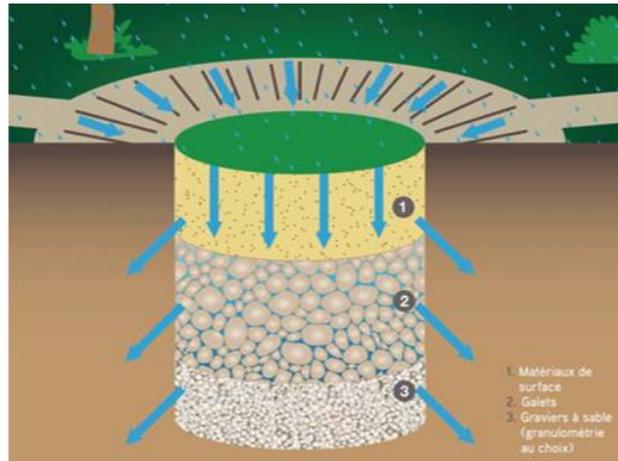


Figure 1.13 : Puits comblé (infiltration seulement)  
 Source : Angélique Aubery, 2016, Page 48

### 1.2.8.5 Noues

#### Définition

Les noues désignent des fossés ouverts, peu profonds et d'emprise large, servant au recueil, à la rétention et/ou à l'infiltration des eaux pluviales.



Photo 1.3 : Images d'une noue  
 Source : SORO Ousmane et al., 2017 Page 65

### 1.2.8.6 Toitures et terrasse réservoirs et les toits verts

Cette technique présente beaucoup d'avantages pour les collectivités puisqu'elle permet :

- Des économies en termes de canalisation : l'eau ainsi récoltée temporairement n'ira pas se jeter immédiatement dans le réseau d'évacuation des eaux de pluies. Ce processus permet alors de réduire les débits et les pointes de débit, limitation des crues (gestion des catastrophes).
- Des économies en termes de gestion de la pollution à deux niveaux : le filtrage de l'eau de pluie l'empêche d'emporter les poussières souvent toxiques présentes sur les toits en ville. Ensuite la diminution du volume d'eau à traiter par unité de temps permet un

meilleur rendement des stations d'épuration. En effet, il est plus facile d'éliminer une même quantité de déchet concentrée que diluée.



Photo 1.4 : Image d'une toiture en terrasse ou toit vert  
Source : SORO Ousmane et al., 2017 Page 68

#### 1.2.8.7 Chaussées à Structure Réservoir (CSR)

Ce sont des chaussées qui, outre leur fonction première consistant à assurer le trafic léger et lourd des véhicules ou le transit piétonnier, stockent les eaux pluviales dans les couches constitutives du corps de chaussée.

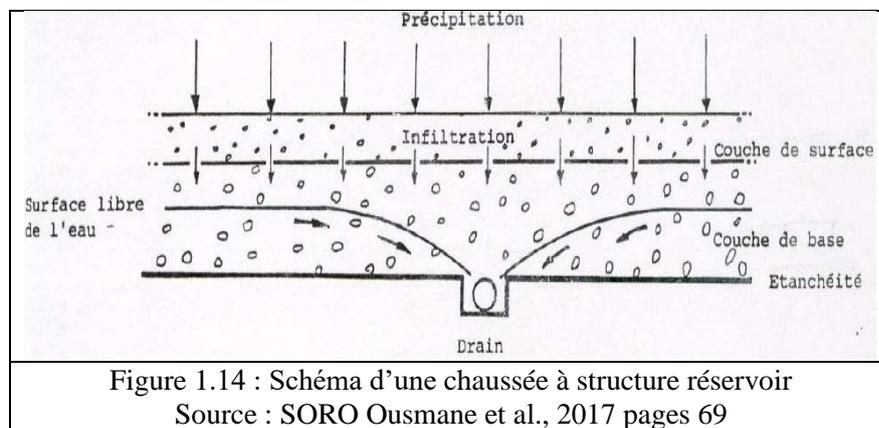


Figure 1.14 : Schéma d'une chaussée à structure réservoir  
Source : SORO Ousmane et al., 2017 pages 69

### 1.3 CONCLUSION

La synthèse bibliographique sur l'assainissement urbain met en évidence la diversité des problématiques et des approches dans ce domaine multidisciplinaire. Les travaux analysés montrent une progression constante vers des systèmes d'assainissement plus durables, intégrant des innovations technologiques, des considérations environnementales et des objectifs sociaux. En dépit des avancées, de nombreux défis subsistent, notamment dans les contextes urbains denses et dans les régions aux ressources limitées. Ces constats renforcent l'importance d'une

gouvernance concertée, de l'adoption des normes adaptées et de la mobilisation des savoirs pour concevoir des solutions inclusives et efficaces face aux enjeux croissants de l'assainissement urbain.

## **CHAPITRE 2 : DEMARCHE METHODOLOGIQUE**

### **2.1 INTRODUCTION**

La commune de Cotonou, au Bénin, est fréquemment confrontée à des inondations en raison de son relief et de son réseau de drainage insuffisant. Ces inondations affectent la qualité de vie, l'environnement et l'économie locale. Pour remédier à cette situation, le gouvernement béninois a lancé le Programme d'Assainissement Pluvial de Cotonou (PAPC), soutenu par la Banque Mondiale, afin d'améliorer la gestion des eaux pluviales. L'atteinte de cet objectif nécessite la connaissance de L'hydrologie et l'hydraulique, disciplines cruciales pour comprendre et gérer les phénomènes liés à l'eau.

La méthodologie pour y parvenir consistera à vérifier le bon fonctionnement du collecteur d'assainissement pluvial de la rue 4028-4026, à Enangnon Fifadji-Houto, dans le 4e arrondissement de Cotonou, en évaluant sa capacité hydraulique de drainage, en procédant à son dimensionnement structurel et en élaborant les plans d'exécution, nécessaires à sa réalisation.

#### **2.1.1 Cadre de l'étude et présentation du projet**

##### **2.1.1.1 Cadre de l'étude**

Il s'agira de procéder à la présentation de la localisation géographique du site de l'étude, de son relief, de son climat et de la dynamique de la population du milieu.

##### **2.1.1.1.1 Situation géographique**

La commune de Cotonou est située sur le cordon littoral qui s'étend entre le lac Nokoué et l'Océan Atlantique, constitué de sables alluviaux d'environ cinq mètres de hauteur maximale. Elle représente la seule commune du département du Littoral et est une ville à statut particulière. Elle est limitée au nord par le lac Nokoué (85 Km<sup>2</sup>), au Sud par l'Océan Atlantique, à l'Ouest par les communes d'Abomey-Calavi, de So-Ava et à l'Est par la Commune de Sèmè-Podji. Elle est positionnée au croisement des parallèles 6°20 et 6°24 de latitude Nord et des méridiens 2°20 et 2°29 de longitude Est. La ville de Cotonou s'étend sur une superficie de 79 Km<sup>2</sup> (7900 ha) dont 35 % de zones marécageuses et 65 % de zones urbanisées de part et d'autre de l'Ouest du chenal. Les quartiers de l'Est sont reliés à la partie Ouest par trois ponts. A l'Ouest de Cotonou, se trouvent le Port Autonome et l'Aéroport International qui font de la ville, la plus importante porte d'entrée et de sortie du Bénin, tandis que l'Est dispose d'une vaste zone industrielle. Administrativement, la ville compte treize (13) arrondissements et cent quarante-quatre (144) quartiers.

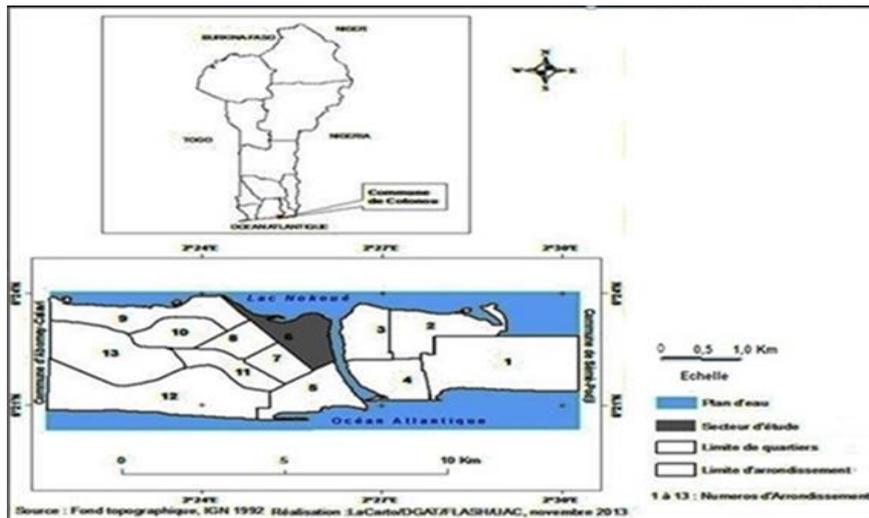


Figure 2.1: Carte de la ville de Cotonou Source IGN

#### 2.1.1.1.2 Relief

Le relief de Cotonou a deux caractéristiques principales à savoir les dépressions longitudinales parallèles à la côte et les bas-fonds érodés par l'écoulement des eaux pluviales qui communiquent avec le lac. Cotonou est coupé en deux par le chenal appelé "lagune de Cotonou", communication directe entre le lac et la mer, creusé par les Français en 1894.

#### 2.1.1.1.3 Sols

La commune de Cotonou qui se situe dans la plaine côtière, possède des sols sableux qui sont généralement pauvres en matière organique avec une faible capacité d'échange et un faible pouvoir de rétention en eau, ce qui a pour corollaire les inondations répétées observées çà et là dans la ville pendant la saison pluvieuse.

Elle a un sol à faible capacité de rétention (12 à 14 %) qui est vite saturé. Lorsque la grande saison des pluies s'installe, les sols atteignent leur niveau de saturation dans un délai de 2 à 3 semaines (DST Cotonou). Ceci limite la capacité d'infiltration des eaux de pluie. Ainsi, la nappe phréatique se gonfle et atteint très rapidement la surface du sol, ce qui donne lieu à des inondations régulières et continues.

#### 2.1.1.1.4 Climat

Le climat est de type équatorial avec une alternance de deux saisons pluvieuses et de deux saisons sèches :

- une grande saison des pluies de mi- mars à mi- juillet,
- une petite saison sèche de mi- juillet à mi- septembre,
- une petite saison des pluies de mi- septembre à mi- novembre,
- une grande saison sèche de mi- novembre à mi- mars.

#### 2.1.1.1.5 Précipitations

Les précipitations ont lieu principalement entre mars et juillet avec un pic en juin (300 à 500 mm). Les températures moyennes mensuelles varient entre 27 et 31 degrés centigrades. Les écarts entre le mois le plus chaud et le mois le moins chaud ne dépassent pas 3,2 degrés à Cotonou, alors que cette variation se situe à 3,8 degrés dans le nord du pays. Les mois de février à Avril sont les mois les plus chauds et les mois de juillet à septembre sont les mois les plus frais. Pendant la crue caractérisée par la descente des eaux de septentrion et surtout pendant la grande saison des pluies, la ville est menacée par de graves inondations. Les épis du port ont contribué à l'érosion de toute la côte Est de la ville. Cette érosion s'opère à une vitesse moyenne de 16,80 mètres par an dans la crique.

#### 2.1.1.2 Présentation du projet

##### 2.1.1.2.1 Contexte général du Projet

La République du Bénin, avec son relief relativement plat du Sud au Nord, à l'exception du département de l'Atacora situé au Nord-Ouest, qui abrite la chaîne de montagnes du même nom, est assujéti à un phénomène récurrent d'inondations saisonnières avec tous les risques de maladies hydriques (choléra en particulier) et des maladies d'origine vectorielle comme le paludisme. L'année 2010 demeure encore vive dans la mémoire des populations béninoise, à cause des inondations historiques qui ont plongé la quasi-totalité des communes du Bénin sous l'eau avec un lot élevé de dégâts matériels et humains.



Photo 2.1 : Image de le rue 4028-4026 après une précipitation

En effet, avec une nappe phréatique quasiment affleurante par endroit, la ville de Cotonou est particulièrement vulnérable aux inondations saisonnières et récurrentes. Certains clichés de ces inondations illustrent à plus d'un titre le désarroi des populations de Cotonou.

Plusieurs facteurs contribuent d'une manière ou d'une autre à cette situation qui affecte particulièrement le cadre de vie des populations ainsi que le tissu socioéconomique local. Il s'agit essentiellement de l'insuffisance et/ou sous dimensionnement du réseau de drainage, du manque d'entretien et de maintenance du réseau de drainage existant, de l'occupation des couloirs naturels d'écoulement des eaux et des zones basses destinées à la rétention des eaux.

Préoccupé par le bien-être et l'assainissement du cadre de vie des populations de Cotonou, particulièrement touchées par le phénomène d'inondation, le Gouvernement du Bénin a initié le Programme d'Assainissement Pluvial de la ville de Cotonou (PAPC).

Ce programme vise à réduire de façon significative, la vulnérabilité de la ville de Cotonou face aux inondations et à améliorer la circulation urbaine à travers la réhabilitation et/ou la construction de nouvelles infrastructures de drainage dans 34 bassins de la ville de Cotonou, la construction d'infrastructures socio-économiques et le renforcement du développement socioéconomique de la ville. Six (06) bailleurs de fonds dont la Banque Mondiale, soutiennent le Bénin dans la mise en œuvre de ce Programme d'assainissement.

Chacun des six (06) partenaires financiers finance une part cohérente du PAPC de façon autonome à travers un accord de financement indépendant. La partie financée par la Banque Mondiale couvre les bassins Pa3, Y et AAc et est constituée en projet dénommé : « **Projet de gestion des eaux pluviales et de résilience urbaine au Bénin** ».

A travers ce projet, la Banque Mondiale finance les travaux dans 3 des 34 bassins versants que couvre le PAPC et soutient une approche systémique et globale vis-à-vis du réseau d'assainissement pluvial de Cotonou, à la fois au niveau du système global et au niveau des bassins individuels.

#### 2.1.1.2.2 Objectif de développement du projet

L'Objectif de développement du projet financé par la Banque Mondiale est de réduire les risques d'inondation dans les bassins Pa3, Y et AAC de la ville de Cotonou et de renforcer la gestion et les capacités de résilience urbaine au niveau de la ville.

#### 2.1.1.2.3 Composantes du projet

Le Projet est sous financement de la Banque Mondiale et est exécuté en trois composantes parmi lesquelles celui relatif à l'investissement dans l'assainissement pluvial et engagement des communautés pour la réduction des risques d'inondation et l'adaptation au changement climatique dont la Construction d'infrastructures de drainage et travaux connexes

dans le Bassin Y, le Bassin Pa3 et le Bassin AAc de Cotonou, de nouvelles infrastructures de drainage primaire telles que le revêtement en gabions/matelas Reno de canaux et des bassins de rétention et de drainage secondaire dans certains bassins versants pour atténuer les inondations, ainsi que la réhabilitation des infrastructures existantes les systèmes de drainage primaire et secondaire qui achemineront les eaux de ruissellement dans le bassin Y (135 ha au sud-est de Cotonou, se jetant dans la lagune qui relie le lac Nokoué à l’océan Atlantique), le bassin Pa3 (116 ha, au nord-ouest, près du lac Nokoué) et le bassin AAc (680 ha, au sud-ouest, près de l’océan Atlantique). Les infrastructures de drainage seront conçues pour être résilientes, tenant compte de scénarios climatiques futurs tels que la montée du niveau des mers et les variations des régimes de précipitations.

Le bassin Y couvre les quartiers Enagnon et Fifadji Houto au sud-Est de la ville de Cotonou, dans le 4ème arrondissement de Cotonou. Le projet prévoit dans ce bassin, l’aménagement et l’assainissement de 4 rues avec une superficie de 135 ha. Les travaux prévus concernent :

- ✓ la construction d’un caniveau cadre 3x1.50x1.60 entre l’intersection des rues 4.039 - 4.026 et le chenal de Cotonou au pied de la digue à l’Embouchure, côté nord,
- ✓ le pavage et assainissement des rues 4012 et 4020.



Photo 2.2 : Image Google Earth de la zone de projet du Bassin Y

### 2.1.1.3 Cadre Institutionnel et Legal

**Maître d’Ouvrage :** Ministère du Cadre de Vie et des Transports en charge du Développement Durable (MCVTDD) représenté par la Société des Infrastructures Routières et de l’Aménagement du Territoire (SIRAT SA) ;

**Pool P APC :** Chargé de la supervision et du suivi technique de la mise en œuvre du programme P APC

**Maître d'Ouvrage Délégué :** AGETUR (Agence d'Exécution des Travaux Urbains)

**Consultant :** le bureau d'études retenu à l'issue de la consultation est le Groupement SCET-TUNISIE / ACEP / LINER ENVIRONNEMENT.

**Entreprise d'exécution:** HNRB (Hunan Roads and Bridge Construction Group Company Limited)

#### 2.1.1.4 Cadre et Politiques en vigueur

Dans le cadre du PAPC, la République du Bénin a préparé un Cadre de Gestion Environnementale et Sociale (CGES) et un Cadre de Politique de Réinstallation (CPR). L'élaboration de ces plans cadres répond autant aux politiques opérationnelles de la Banque Mondiale (OP 4.01 et OP 4.12) qu'aux dispositions de la Constitution de la République du Bénin, qui énoncent clairement l'obligation pour tout promoteur de projet de dédommager de façon juste et équitable, dans une perspective de durabilité, toute personne dont les sources de revenus, l'habitat ou les terres cultivables, etc., seraient hypothéqués par les activités du projet au bénéfice de la communauté.

Sur la base de ces documents cadres, des Plans de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) et des Plans d'Action de Réinstallation (PAR) ont été élaborés pour tous les bassins couverts par le PAPC y compris donc les bassins Pa3 et Y dont les travaux font l'objet de la mission de surveillance et de contrôle. Ces plans prévoient notamment une assistance aux personnes affectées dans leurs efforts tendant à améliorer leurs moyens et leurs niveaux de vie ou tout au moins à maintenir ces moyens et niveaux de vie à leurs valeurs marchandes initiales.

Pour adopter une méthodologie appropriée pour cerner la problématique de l'étude technique des ouvrages d'assainissement il est nécessaire d'aborder certaines notions basiques.

## 2.2 : GENERALITE SUR L'HYDROLOGIE ET L'HYDRAULIQUE

### 2.2.1 Hydrologie

#### 2.2.1.1 Notion d'écoulement

Un écoulement désigne le mouvement d'un fluide (liquide ou gaz) sous l'effet de diverses forces, notamment les gradients de pression, la gravité, ou des forces externes.

Un écoulement est dit à surface libre, lorsque la surface du liquide est partout soumise à la pression atmosphérique. C'est un écoulement gravitaire. Il est rencontré généralement dans les canaux naturels (cours d'eau, rivières) ou dans les canaux artificiels découverts ou couverts. Divers types d'écoulement existent à savoir : l'écoulement permanent, l'écoulement instationnaire, l'écoulement uniforme, l'écoulement uniforme varié.

#### 2.2.1.2 Notion d'un bassin versant

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite qui correspond à la ligne de crête : c'est le bassin versant topographique.

Un bassin versant est caractérisé par : une surface, un périmètre, une forme, un relief, des altitudes maximale et minimale, une altitude moyenne et médiane, une pente moyenne, un réseau hydrographique, etc.

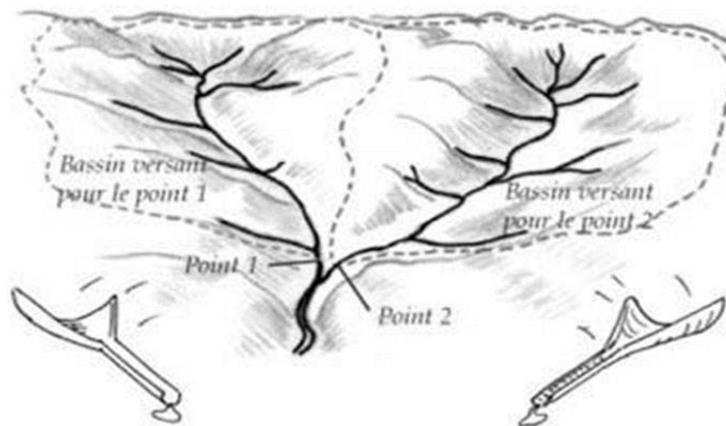


Figure 2.2 : Exemple d'un bassin versant, avec les limites des partages des eaux de surface.

Source : M. BOUDERBALA Abdelkader et al, 2017, Page 57

### 2.2.2 Notion de la période de retour T

La notion de temps de retour T (ou période de retour) est destinée à caractériser la fréquence d'apparition d'une précipitation de même intensité. Elle permet de dimensionner les ouvrages hydrauliques pour lutter contre l'inondation. La période de retour nécessaire au dimensionnement de quelques ouvrages hydrauliques sont les suivants :

- Caniveaux et fossés diverse, T= 2 ans ;
- Buses et dalots, T = 10 ou 20 ans ;
- Ponts, T = 50 ou 100 ans ;
- Barrages, T = 100 ou 500 ans.

Par exemple, une crue centennale est une crue théorique calculée à partir de l'analyse des crues passées et qui a une (1) chance sur cent (100) de se produire chaque année. On peut aussi dire que la crue centennale se produit en moyenne dix fois par millénaire.

### 2.2.3 Courbes IDF (intensité-durée-fréquence)

Les courbes IDF sont construites pour permettre, d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer rapidement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique. Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. Les courbes obtenues peuvent donc être construites de manière analytique ou statistique.

Différentes formules analytiques sont proposées pour représenter l'intensité moyenne d'une pluie en fonction de sa durée. La formule la plus simple (avec T variable) est proposée par **Montana** sous la forme suivante :

$$i(T) = \frac{a(T)}{t^{b(T)}} \quad (3.1)$$

Avec :

i : intensité moyenne de la pluie [mm/h],

t : durée de la pluie, généralement prise égale au temps de concentration [minutes ou heures], T ; intervalle de récurrence (ou temps de retour) [années],

a, b : constantes locales, dépendant généralement du lieu et de la fréquence de pluie (déterminé statistiquement ou en fonction de l'exposant climatique de la région).

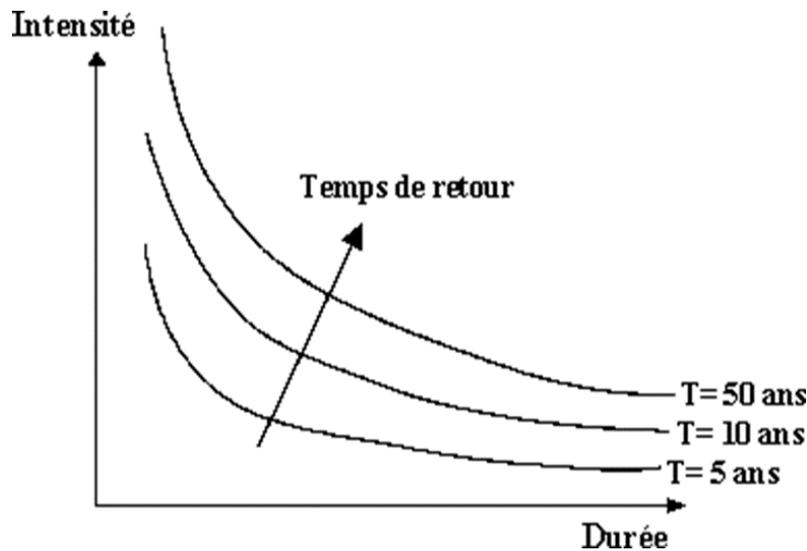


Figure 2.3 : Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence)  
Source : M. BOUDERBALA Abdelkader et al, 2017, Page 60

### 2.2.4 Notion de temps de concentration

Le temps de concentration **T<sub>c</sub>** est considéré comme un temps caractéristique de l'écoulement sur un bassin versant. Il est défini comme le temps que met l'eau tombée au point

le plus éloigné en amont du BV pour arriver à l'exutoire. Il est déterminé par plusieurs formules dont la suivante :

- Formule de **Kirpich** (bassin urbain)

$$T_c = 0,0195 \times L^{0,77} \times I^{-0,385} \quad (3.2)$$

avec L : longueur de l'écoulement (en m) et I : la pente (en m/m)

### 2.2.5 Notion de crue de projet

La crue de projet est une crue hypothétique définie par des caractéristiques (débit, hauteur d'eau, durée) utilisées pour concevoir et dimensionner des ouvrages hydrauliques (barrages, digues, ponts, etc.) et pour planifier les mesures de protection contre les inondations. Cette crue est choisie en fonction de son niveau de risque acceptable pour les infrastructures et les populations concernées. Ses caractéristiques sont : la période de retour, le débit maximal du cours d'eau et la durée pendant laquelle le débit ou le niveau d'eau reste au-dessus de certaines valeurs seuils.

### 2.2.6 Méthodes d'estimation des débits de crue de projet

Le calcul d'un débit de pointe  $Q_P(T)$  d'un bassin versant pour une période retour bien déterminé constitue une des préoccupations majeures.

Plusieurs lois gouvernent l'hydrologie. Au nombre de celles-ci, nous avons :

- l'hydrologie statistique qui permet de déterminer les caractéristiques d'une crue de fréquence donnée en se basant sur des données hydrométriques qui s'étendent sur des périodes suffisamment longues, une vingtaine d'années d'affilées minimales. Les principales lois de l'hydrologie statistiques les plus fréquemment employées sont les suivantes :
  - loi de GIBRAT-GALTON,
  - loi de GOODRICH,
  - loi de PEARSON III,
  - loi de GUMBEL,
  - loi, de FRECHET.
- L'hydrologie analytique qui détermine la suite des opérations permettant de passer de la pluie à la crue en se basant sur des données relatives à l'averse et au bassin versant c'est-à-dire du hyétogramme à l'hydrogramme. En tombant au sol, une partie de la pluie disparaît, absorbée par le sol ou par évapotranspiration et le reste s'écoule.

- L'hydrologie déterministe qui privilégie les facteurs primordiaux jouant un rôle déterminant aux facteurs jouant un rôle secondaire dans la formation des crues. Plusieurs méthodes découlent de cette loi.

#### 2.2.6.1 Méthode rationnelle

Elle est l'un des plus anciennes méthodes d'estimation de débit de pointe à partir de la pluie.

L'équation s'écrit comme suit :

$$Q = Cr \times i \times \frac{A}{360} \quad (3.3)$$

Où :

Q : est le débit de pointe en m<sup>3</sup>/s,

Cr : est le coefficient de ruissellement,

i : est l'intensité de pluie (mm/h) pour une durée égale au temps de concentration tc A : est la superficie du bassin de drainage (versant) en hectares (ha).

#### 2.2.6.2 Méthode superficielle ou Méthode de Caquot

Cette méthode est la plus fréquemment utilisée pour des surfaces moins de 200 ha et des pentes moyennes comprises entre 0,002 et 0,05 m/m.

$$Q(F) = k^{1/u} \times i^{v/u} \times Cr^{1/u} \times A^{w/u} \times m \quad (3.4)$$

Avec :

Q(F) : est le débit de fréquence de dépassement « F » exprimé en m<sup>3</sup>/s ; I : est la pente moyenne du bassin versant (en m/m) ;

Cr : est le coefficient de ruissellement pondéré (ou coefficient d'imperméabilisation) ;

A : est la superficie du bassin de versant ou sous-bassin versant (en ha).

k : est un coefficient d'expression  $k = 0.5 b(F) \cdot a(F)/6.6$  ;

u : est un coefficient d'expression  $u = 1 + 0.287 b(F)$  ;

v : est un coefficient d'expression  $v = -0.41 b(F)$  ;

w : est un coefficient d'expression  $w = 0.95 + 0.507 b(F)$  ; m : coefficient correctif d'expression

#### 2.2.7 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement se définit comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombée sur le bassin considéré.

$$C = \frac{\text{Volume d'eau qui ruisselle}}{\text{Volume d'eau tombée}} \quad (3.5)$$

Ce coefficient tient compte des pertes de ruissellement qui se composent de :

- L'évaporation qui varie selon le climat et la saison
- L'infiltration, qui varie avec la nature du sol
- Du stockage dépressionnaire, qui tient compte de l'eau retenue dans les petites cavités du sol ou qui remplit les filets, rigoles, caniveaux et fossés.

Le coefficient de ruissellement peut varier avec la durée de l'averse : la saturation des sols réduit la capacité d'infiltration des terrains non urbanisés. On devrait admettre un coefficient C qui varie avec le temps et dépend de l'intensité  $i(t)$ .

Ce coefficient de ruissellement peut être obtenu de manière simplifiée à l'aide de la formule suivante :

$$C = \frac{0,98t}{4,53+t} P + \frac{0,78t}{31,17+t} (1 - P) \quad (3.6)$$

t : temps écoulé à partir du commencement de la précipitation.

P : Pourcentage des surfaces imperméables

Des formules utilisées par les anglophones pour le calcul de C sont :

- Surfaces imperméables :

$$C = 0,175xt^3 \quad (3.7)$$

- Surfaces perméables :

$$C = \frac{0,3t}{20+t} \quad (3.8)$$

t : temps de l'averse en mn.

Dans le cas où on a une série de bassins de superficie  $A_i$  et de coefficient de ruissellement  $C_i$ , le coefficient de ruissellement équivalent est :

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i} \quad (3.9)$$

Ce coefficient est fortement influencé par la couverture du sol et la pente des terrains considérés. Le tableau suivant présente des fourchettes de coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface et du type d'occupation du sol.

Tableau 2.1 Coefficient de ruissellement en fonction de l'occupation du sol et type de surface (Satin et al. 1995)

Occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	0.70 < Cr < 0.95
Résidentiel	
Aménagements	0.30 < Cr < 0.50
Collectifs	0.50 < Cr < 0.75
Habitats dispersés	0.25 < Cr < 0.40

Occupation du sol (Suite et fin)	Coefficient de ruissellement
- Industriel	0.50 < Cr < 0.90
- Parcs et jardins publics	0.10 < Cr < 0.25
- Terrains vagues	0.05 < Cr < 0.20
- Terres agricoles	
Drainées	0.10 < Cr < 0.15
Non drainées	0.03 < Cr < 0.10
Type de surface	
- Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	0.70 < Cr < 0.95
- Toitures et terrasses	0.75 < Cr < 0.95
- Sols imperméables avec végétation	0.13 < Cr < 0.18
Pente < 2 %	0.18 < Cr < 0.25
Pente de 2 % à 7 % Pente > 7 %	0.25 < Cr < 0.35
- Sols perméables avec végétation	0.05 < Cr < 0.10
Pente < 2 %	0.10 < Cr < 0.15
Pente de 2 % à 7 % Pente > 7 %	0.15 < Cr < 0.20

Tableau 2.1 Coefficient de ruissellement en fonction de l'occupation du sol et type de surface (Satin et al. 1995) (Suite et fin)

## 2.3 GENERALITES SUR L'HYDRAULIQUE ROUTIERE

L'hydraulique routière est une branche spécifique de l'hydraulique qui s'occupe de la gestion des eaux sur et autour des infrastructures routières. Elle vise à assurer la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité des routes en contrôlant et en gérant les eaux de ruissellement, les inondations et l'érosion. Voici quelques généralités sur ce domaine.

### 2.3.1 Définition

L'hydraulique routière concerne l'étude, la conception et la gestion des systèmes et des structures qui permettent de contrôler et de diriger les eaux pluviales et autres sources d'eau autour des routes et des autoroutes.

### 2.3.2 Principes de base

#### 2.3.2.1 Gestion des eaux pluviales

Les eaux de pluie doivent être collectées, dirigées et évacuées de manière efficace pour éviter l'accumulation d'eau sur la chaussée, ce qui peut provoquer des accidents et des dommages à la structure routière.

#### 2.3.2.2 Drainage

Les systèmes de drainage sont conçus pour évacuer les eaux de ruissellement. Cela inclut les fossés, les caniveaux, les tuyaux de drainage et les bassins de rétention.

#### 2.3.2.3 Contrôle de l'érosion

Les mesures sont prises pour prévenir l'érosion des talus et des accotements, souvent en utilisant des revêtements végétaux ou des structures de protection comme des gabions.

#### 2.3.2.4 Inondations

Les infrastructures routières doivent être conçues pour résister aux inondations, avec des ouvrages tels que des ponceaux et des ponts surélevés.

### 2.3.3 Composants des systèmes hydrauliques routiers

#### 2.3.3.1 Caniveaux et Fossés

Ces sont des structures linéaires qui collectent et transportent les eaux de ruissellement vers les systèmes de drainage plus grands ou les points d'évacuation.

#### 2.3.3.2 Ponceaux

Ce sont des structures tubulaires permettant le passage des cours d'eau sous les routes, minimisant ainsi le risque de débordement et d'érosion.

#### 2.3.3.3 Bassins de rétention et de détention

Ce sont des structures temporaires ou permanentes conçues pour stocker les eaux de ruissellement, permettant un écoulement contrôlé et retardé vers les systèmes d'évacuation naturels ou artificiels.

#### 3.2.3.4 Bordures et Avaloirs

Ce sont des ouvrages préfabriqués en béton qui dirigent l'eau vers les avaloirs (grilles d'égout) qui mènent aux systèmes souterrains de drainage.

### 2.3.4 Formule de Manning Strickler

La formule de MANNING-STRICKLER permet de déterminer la vitesse d'écoulement dans un ouvrage hydraulique et le débit capable de l'ouvrage.

$$\text{Vitesse: } V(\text{m/s}) = K \times R^{2/3}(\text{m}) \times P^{1/2}(\text{m/m}) \quad (3.10)$$

$$\text{Débit : } Q(\text{m}^3/\text{s}) = V(\text{m/s}) \times S(\text{m}^2) = K \times R^{2/3}(\text{m}) \times P^{1/2}(\text{m/m}) \times S(\text{m}^2) \quad (3.11)$$

K est le coefficient de Manning-Strickler (ou coefficient de rugosité) qui varie en fonction du type d'ouvrage.

P est la pente longitudinale de l'ouvrage.

### 2.3.5 Méthodes de calcul d'un bassin versant routier

La méthode de calcul développée ci-après est celle du temps de concentration. Quelle que soit la méthode de calcul, le dimensionnement des réseaux d'assainissement des eaux pluviales nécessite la connaissance des données pluviométriques propres au projet à réaliser et les caractéristiques géométriques du projet.

- Données pluviométriques

Les averses ou pluies à prendre en compte dans les calculs sont caractérisées par leur intensité, leur durée, et leur fréquence ou période de retour.

L'intensité et la durée sont généralement liées, en effet, plus une pluie est intense et plus elle est de courte durée.

La période de retour d'une pluie d'intensité et de durée données est la période de temps pendant laquelle il est probable que cette pluie survienne une fois, son inverse est la fréquence.

- Détermination du temps de concentration

La détermination du temps de concentration permet de connaître l'intensité de l'averse à prendre en compte à partir de la formule :

$$i = a \times (tc)^{-b} \quad (3.12)$$

$i$  en mm/h et  $tc$  en minutes

Les paramètres  $a$  et  $b$  peuvent être fournis par les services de la météorologie nationale.

Le temps de concentration est calculé de la manière suivante :

$$tc = tc1 + tc2 \quad (3.13)$$

- $tc1$  représente le temps de ruissellement sur la chaussée avant d'atteindre l'ouvrage de recueil, généralement pris égal à 3 minutes.

$tc1$  dépend essentiellement de la géométrie de la plate-forme routière (nombres de voies, accotement). Il peut être pris égal à 1 minute par voie.

- $tc2$  représente le temps de transit de l'eau dans les ouvrages pour arriver au point de calcul.  $tc2$  dépend essentiellement des caractéristiques de l'ouvrage choisi (nature, dimensions et pente) :

$$tc2 = \frac{L}{0,85 \times V \times 60} \quad (3.14)$$

- $L$  la longueur du plus long cheminement hydraulique
- $V$  la vitesse d'écoulement en m/s de l'ouvrage choisi à saturation
- $a$  et  $b$  les paramètres pluviométriques de la région
- 0,85 est un facteur pondérateur qui corrige la vitesse car elle est variable tout au long du parcours

### 2.3.6 Débit capable

Le débit capable ou débit de dimensionnement est le débit maximal que l'infrastructure hydraulique doit être capable d'évacuer sans provoquer de débordement, d'inondation, ou de dommages structurels.

Il est généralement calculé pour des événements météorologiques particuliers (comme des pluies de retour de 10 ans, 50 ans, 100 ans, etc.), selon la criticité de l'infrastructure.

Il est d'une importance capitale car il assure la sécurité et la fonctionnalité des infrastructures en conditions météorologiques extrêmes. Il permet de prévenir les inondations et les dommages aux infrastructures routières, bâtiments, et autres installations. Il contribue à la gestion durable des ressources en eau et à la protection de l'environnement.

Le débit capable est donné par la formule de MANNING-STRICKLER :

$$Q_c = 1000 \times K \times Rh^{\frac{2}{3}} \times Sm \times \sqrt{p} \quad (3.16)$$

Où :

- $Q_c$  débit capable à pleine section en l/s
- $K$  coefficient de rugosité
- $Rh$  rayon hydraulique en m
- $Sm$  section mouillée en m<sup>2</sup>
- $P$  pente de l'ouvrage en m.p.m

### 2.3.7 Débit d'apport

Le débit d'apport est le flux d'eau provenant des précipitations, du ruissellement des bassins versants adjacents, et parfois des sources artificielles, qui atteint les systèmes de drainage associés à une infrastructure routière. Il est généralement mesuré en mètres cubes par seconde (m<sup>3</sup>/s) ou litres par seconde (L/s).

Il est important en conception des systèmes de drainage car il permet de dimensionner adéquatement les fossés, caniveaux, ponceaux, et autres infrastructures de drainage pour gérer efficacement les débits d'apport prévus.

En prévention des inondations, il permet d'assurer que les routes ne deviennent pas impraticables ou dangereuses en cas de fortes pluies en permettant une évacuation rapide et sûre de l'eau.

Il permet une durabilité des infrastructures en prévenant contre l'érosion et les dommages structuraux causés par l'accumulation d'eau et les écoulements rapides.

Une méthode couramment utilisée pour les petits bassins versants, où le débit d'apport ( $Q$ ) est calculé par la formule :

$$Q_a = \frac{1}{3600} \times C \times i \times A \quad (3.17)$$

- $Q_a$  = débit en l/s

- $C$  = coefficient de ruissellement de la plate-forme considérée
- $i$  = intensité de l'averse (en mm/h) correspondant au temps de concentration
- $A$  = surface de la plate-forme

### 2.3.8 Calcul de plusieurs bassins versants routiers

Les calculs d'assainissement se font par section ou zone homogène, c'est-à-dire même type d'ouvrage, même largeur de chaussée et même pente.

On procède au regroupement de toutes les zones où l'assemblage se fait soit en série lorsqu'une zone s'écoule dans une autre zone, soit en parallèle lorsque deux zones se regroupent en un point.

- **Assemblage en série**

Soit deux zones A et B ayant respectivement comme temps de concentration :

$$tc_{(A)} = tc_{1(A)} + tc_{2(A)} \quad (3.18)$$

et  $tc_{(B)} = tc_{1(B)} + tc_{2(B)} \quad (3.19)$

Le temps de concentration total des zones A et B à prendre en compte pour le calcul du débit à la fin de la zone B est égal à :

$$tc_{1(A)} + tc_{2(A)} + tc_{2(B)} \quad (3.20)$$

(en réalité, il faudrait prendre pour le temps  $tc_{2(B)}$  le temps correspondant à la vitesse moyenne dans l'ouvrage tout au long de la zone B).

Le débit est donc 
$$Qa = \frac{1}{3600} \times C \times i \times A \quad (3.21)$$

où :

$i$  est l'intensité correspondant au temps de concentration total des zones A et B.

$A$  correspond à la surface totale recueillie (zones A et B) soit :

$$A = \sum A_j \quad (3.22)$$

$C$ , représente le coefficient pondéré aux zones A et B par utilisation de la formule :

$$C_{pond} = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j} \quad (3.23)$$

- **Assemblage en parallèle**

Si les zones A et B se regroupent en un même point, le calcul du débit d'apport à ce point se fait en prenant en compte l'intensité du bassin qui a le temps de concentration le plus important qu'on applique sur la totalité de l'impluvium considéré.

Le débit est calculé comme précédemment :

Voir l'équation (3.21)

L'intensité  $i$  retenue correspond à l'intensité de la zone (A ou B) choisie selon le temps de concentration le plus important entre les zones A et B.

Dans le cas où les deux zones ont le même temps de concentration le débit d'apport des deux zones assemblées est égal à la somme des débits de chaque zone.

## 2.4 DEMARCHE METHODOLOGIQUE

### 2.4.1 Objectif général

La présente étude se donne pour objectif général, la vérification du bon fonctionnement de l'ouvrage suivant les prescriptions techniques déjà définies dans l'Avant-Projet Détaillé (APD).

### 2.4.2 Objectifs spécifiques

Le travail principal a eu pour objectif spécifique, la vérification de la section hydraulique de collecteur drainant les eaux dans la rue 4028-4026, à procéder à son dimensionnement structural et d'établir les plans nécessaires à sa réalisation.

Ainsi il sera question de :

- mener une étude hydrologique de la zone de l'ouvrage ;
- établir une note de calcul hydraulique de l'ouvrage ;
- faire le dimensionnement structural de l'ouvrage et
- élaborer des plans d'exécution de l'ouvrage.

### 2.4.3 Méthodologie et outils de travail

La méthodologie adoptée dans le cadre de réalisation de cette étude à consister à collecter et à traiter les données nécessaires et utiles indispensables à l'aboutissement aux résultats escomptés. L'utilisation de l'outil informatique notamment les logiciels Microsoft Word, Excel pour le traitement de texte et la programmation, Robot Structural Analysis pour le dimensionnement structural (RSA), AutoCAD pour les dessins et Covadis pour la délimitation du bassin versant, mais également un appareil photo numérique pour les prises de d'images.

### 2.4.4 Collecte des données

#### 2.4.4.1 Données cartographiques

En l'espèce, l'application Google Earth nous servi pour l'obtention de la localisation de la zone d'étude ainsi que la délimitation exacte du bassin versant.

#### 2.4.4.2 Données pluviométriques

Nos données pluviométriques dans le cadre de cette étude, particulièrement l'étude hydrologique, nous ont été fournis par la Direction de la Météorologie de l'ASECNA (Agence pour la Sécurité et la Navigation Aérienne). Il s'est agi de rechercher la pluviométrie annuelle et journalière maximale de la station de Cotonou pour la période allant de l'année 1994 à l'année 2017.

#### 2.4.4.3 Autres données relatives au projet

Les autres données ayant servi à cette étude, notamment celles relatives au projet, sont les données topographie et celles géotechniques.

#### 2.4.4.4 Analyse des résultats

L'analyse des données collectées nous a permis de réaliser une synthèse suffisante et crédible nous ayant permis d'obtenir les résultats de cette étude.

#### 2.4.4.5 Traitement et Exploitation des données

Le traitement et l'exploitation des données issues de nos recherches ont été réalisés par le tableur Excel pour la programmation des calculs hydrauliques, et le logiciel COVADIS pour le dessin des documents graphiques, des profils ainsi que la délimitation du bassin versant et enfin l'application Google Earth nous servi à réalisation de la cartographie.

#### 2.4.4.6 Contacts humains

Au cours du stage, nous avons eu des discussions fructueuses avec les manœuvres, les ouvriers, les techniciens, les Ingénieurs, les géotechniciens et l'équipe de la mission de contrôle en particulier avec d'autres personnes du domaine. Les informations recueillies auprès des uns étaient soumises à l'appréciation des autres à titre de vérification. Nous faisons ensuite la synthèse de ces informations collectées.

#### 2.4.4.7 Descente sur le terrain

Dans ce cadre, nous pouvons signaler que nous avons participé à la réalisation des divers travaux en tant que contrôleur permanent du Bassin Y dans le cadre du Programme d'Assainissement Pluvial de Cotonou (PAPC) et plus précisément sur le Projet relatif aux Travaux de Construction de Collecteurs d' Assainissement Pluvial et d'aménagement de voies connexes dans les bassins Pa3 & Y dans la ville de Cotonou .Cela nous a été déterminant dans la compréhension et la maîtrise des aspects de la présente étude relatifs au données de terrain.

### 2.5 CONCLUSION

Le Programme d'Assainissement Pluvial de Cotonou constitue une initiative cruciale pour atténuer les impacts des inondations récurrentes dans la ville. En améliorant la gestion des eaux pluviales et en installant des infrastructures de drainage efficaces, ce projet renforcera la résilience de la ville face aux phénomènes climatiques extrêmes. L'approfondissement des connaissances en hydrologie et en hydraulique, ainsi que le dimensionnement rigoureux des ouvrages, seront des éléments clés pour garantir la pérennité de ces infrastructures. Cette démarche méthodologique contribuera à un Cotonou plus sûr,

plus résilient, tout en soutenant son développement durable, et une meilleure qualité de vie des populations.

## **CHAPITRES 3 : ETDUE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE**

### **3.1 INTRODUCTION**

La présente étude s'inscrit dans le cadre de la conception du dossier d'exécution du collecteur 3x160x150 de la rue 4028-4026 dans le quartier Enagnon du lot bassin Y dans le cadre des travaux de construction de collecteurs d'assainissement pluvial et d'aménagement de voies dans le bassin Y pour le Programme d'Assainissement Pluvial dans la ville de Cotonou (PAPC).

L'étude hydrologique et hydraulique, objet de la présente étude, a pour but de vérifier les ouvrages prévus à l'Avant-projet détaillé (APD) en vue d'une bonne protection des rues dans les quartiers Enagnon et Fifadji Houto dans le 4<sup>e</sup> arrondissement à Akpakpa, contre les eaux de pluies et le drainage des rues objet des travaux. Les ouvrages doivent permettre autant que possible de respecter les écoulements naturels.

Ces études hydrologiques et hydrauliques consistent en particulier à :

- recueillir les données pluviométriques ainsi que les informations relevées sur le terrain indispensables à l'analyse des bassins versants dans lequel se trouve retrouve la rue 4028-4026, zone du projet ;
- faire le recensement et le diagnostic des ouvrages existants ;
- proposer, à l'issue du diagnostic des mesures adéquates de réhabilitation des ouvrages à conserver et dimensionner les nouveaux ouvrages projetés ;
- proposer des ouvrages de drainage longitudinal adéquats le long de l'ensemble des rues objet des travaux du lot bassin Y.
- faire le calage des côtes fil d'eau des ouvrages proposés.

### **3.2 FACTEURS CLIMATIQUES ET HYDROLOGIQUES**

#### **3.2.1 Topographie**

L'analyse de la cartographie disponible montre une configuration plate de la ville de Cotonou, avec les exceptions suivantes :

- Les cordons dunaires parallèles à la plage qui limitent les lagunes côtières à l'ouest de l'aéroport
- Les quelques remblais qui correspondent aux routes principales et qui créent des barrages artificiels pour l'écoulement des eaux de pluie,

Mis à part les cas singuliers ci-dessus, les côtes de la ville bâtie sont comprises approximativement entre **3,0 et 4,5 m** IGN. L'altitude maximale ne dépasse nulle part **7,0 m** IGN (*IGIP, PDA Cotonou*).

### **3.2.2 Caractéristiques morphologiques et géologiques**

La ville de Cotonou est située dans l'extrême sud du Bassin Côtier, entre le lac Nokoué au nord et l'océan au sud. Le bassin côtier occupe au Bénin environ 11.000 Km<sup>2</sup> (10% du territoire), mais contient 35% des ressources en eaux souterraines et abrite 65% de la population. Le lac Nokoué est alimenté par les fleuves Ouémé et Sô, occupant une large dépression de direction N-S entre les plateaux d'Allada, à l'Ouest, et Sakété, à l'Est. Ces plateaux sont séparés des plateaux du Nord par la dépression de la Lama. Le lac Nokoué est connecté à l'océan par un chenal (débit max : 300 m<sup>3</sup>/s) et à la lagune de Cotonou (débit max : 600 m<sup>3</sup>/s). A l'Ouest du plateau d'Allada se situe le plateau de Comé, séparé du plateau d'Allada par la rivière Couffo et le lac Ahémé.

La ville de Cotonou est construite sur des terrains quaternaires essentiellement sablonneux (Unité VIII : faciès holocène de la plaine littorale) :

- d'une part des sables littoraux récents en provenance de l'océan
- des dépôts de sable fin gris intercalés avec des limons argileux lacustres et des tourbes ;

La couche superficielle est souvent formée de matériaux remaniés ou remblayés. Dans les zones marécageuses, on traverse d'abord de la tourbe ou des vases et ensuite des sables fins ou des sables fins limoneux sur des argiles plastiques, compactes.

### **3.2.3 Tracé du bassin versant**

Le bassin versant en un point où, plus précisément dans la section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de ladite section. Tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser l'exutoire avant de poursuivre leur trajet vers l'aval.

La délimitation du bassin versant nécessite avant tout le repérage du réseau hydrographique. La ligne de partage des eaux est tracée en suivant la ligne de crête et la limite du bassin versant est donnée par cette ligne de partage des eaux.

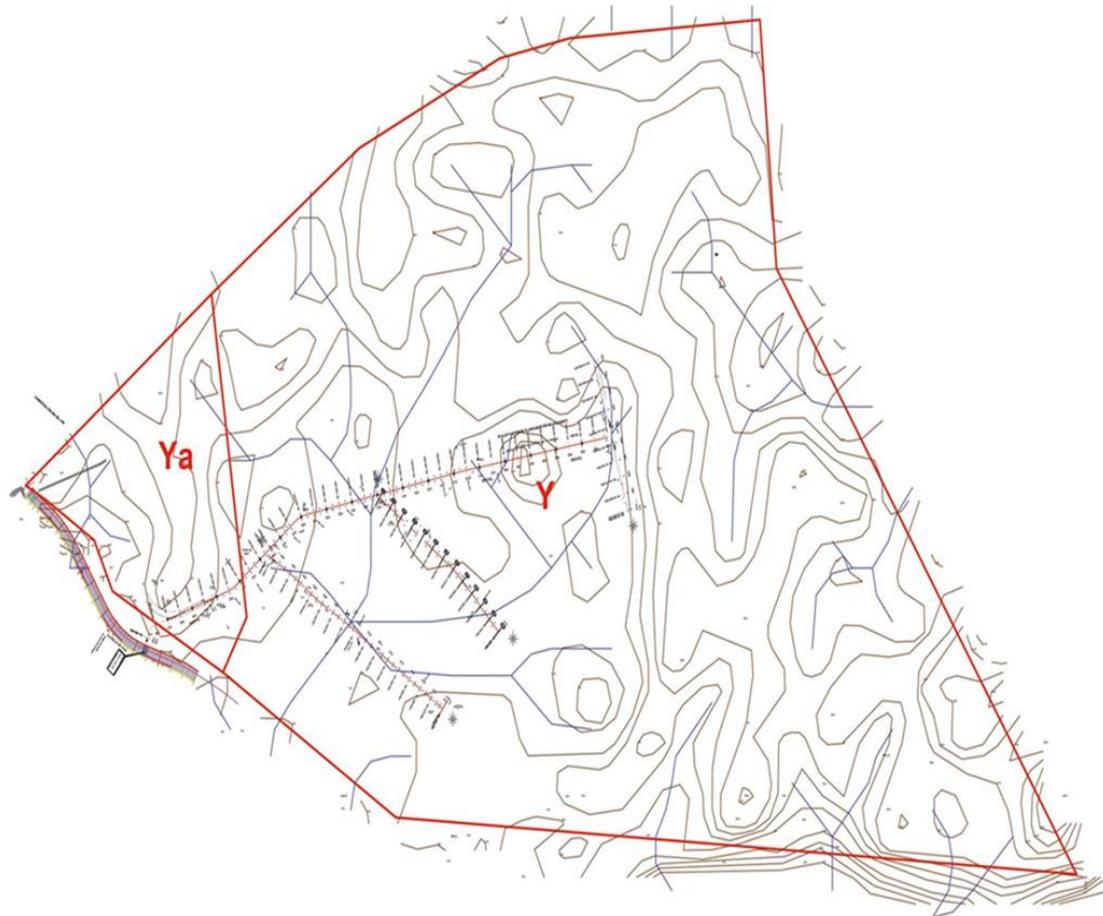


Figure 3.1: Vue du bassin versant de la zone du projet

### 3.2.4 Statistique des pluies annuelles

L'analyse statistique des séries pluviométriques à Cotonou permet de dresser les caractéristiques statistiques centrales et de dispersion des distributions expérimentales des pluies annuelles moyennes spatiales.

Tableau 3.1 : Caractéristiques statistiques des pluies annuelles

Station	Cotonou-Aéroport
Moyenne (mm)	1 327,98
Maximum (mm)	2 203,3
Médiane (mm)	1 265
Minimum (mm)	799,8
Ecart type (mm)	341,75
Coefficient de variation	0,60
Coefficient de variabilité max/min	2,75
Coefficient de dispersion moy/med	1,05

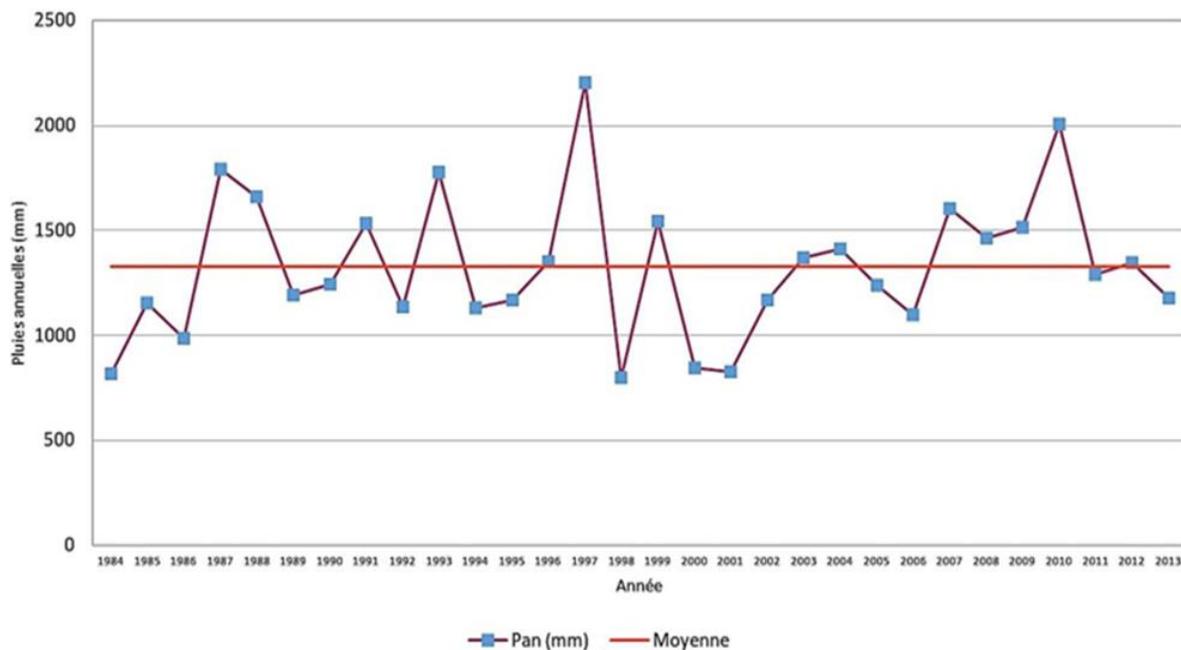


Figure 3.2 : Variation interannuelle de la pluie à la station de Cotonou Données ASECNA, 2017

Une analyse statistique plus approfondie des données permet de conclure que la détermination des pluies annuelles moyenne se fera par ajustement suivant la loi de Gauss. En effet, on constate que, dans le cas de l'analyse des valeurs statistiques, pour la détermination des pluies moyennes annuelles, les valeurs centrales (la médiane et la moyenne) sont très peu différentes, on en conclut que la distribution est normale ou gaussienne.

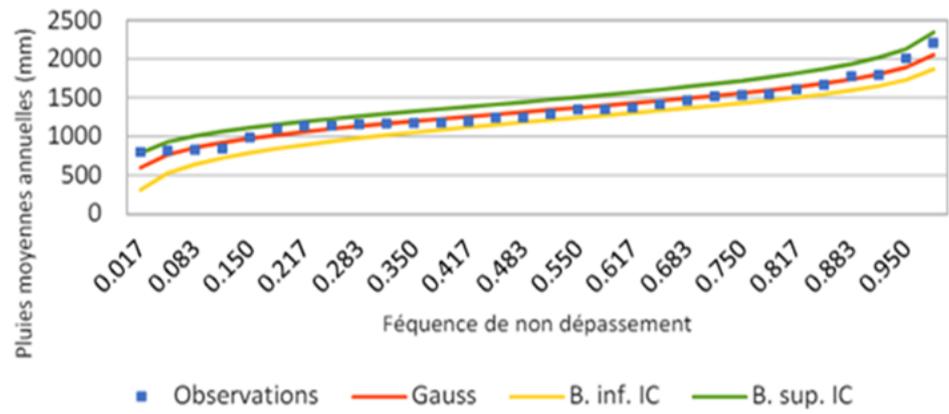


Figure 3.3 : Ajustement des pluies moyennes annuelles à la loi de Gauss

L'ajustement statistique de la loi normale aux distributions expérimentales des pluies annuelles observées est satisfaisant.

Tableau 3.2 : Ajustement des pluies annuelles par la loi Normale à la station de Cotonou Données : ASECNA, 2017

Cotonou	Années sèches					Médiane	Années humides					
	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans		2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
<b>T</b>												
<b>P (mm)</b>	707,51	758,85	842,96	925,49	1036,37	1286,56	1597,16	1788,5	1963,62	2181,25	2339,54	
<b>Ecart à la normale (%)</b>	53%	57%	63%	70%	78%	97%	120%	135%	148%	164%	176%	

### 3.2.5 Statistiques des pluies mensuelles

La même analyse statistique des séries pluviométriques à Cotonou permet de dresser les caractéristiques statistiques centrales et de dispersion des distributions expérimentales des pluies mensuelles, a permis d'avoir les profils pluviométriques suivants entre les années 1984 et 2016 (minimal, moyen et maximal) ci-dessous.

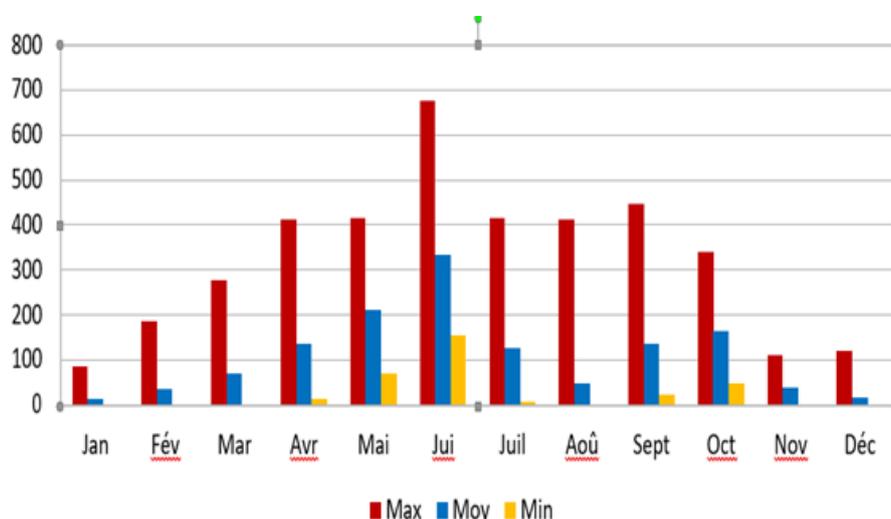


Figure 3.4 Pluies mensuelles à la station de Cotonou (1984 - 2016)  
Données : ASECNA, 2017

Tableau 3.3 : Variations mensuelles de la pluviométrie à la station de Cotonou Données : ASECNA, 2017

Cotonou	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec.
%	1,09%	2,6%	5,25%	10,13%	15,93%	<b>25,09%</b>	9,55%	<b>3,63%</b>	10,19%	12,38%	2,81%	1,26%

Les premières pluies tombent exceptionnellement en février et plus généralement en mars. Le maximum de l'apport se situe en juin. Le mois d'août constitue un mois singulièrement sec avant la deuxième saison des pluies qui s'échelonne de septembre à novembre.

### 3.2.6 Pluies saisonnières

Le régime pluviométrique est à deux saisons des pluies :

- une grande saison des pluies entre mars et juillet,
- et une petite saison des pluies de septembre à novembre.

Le pourcentage moyen des pluies saisonnières est présenté dans le tableau ci-après.

Tableau 3.4 : Variation saisonnière de la pluviométrie

Cotonou	Mars-	Août	Sept.-	Déc.-	Année
%	61,4%	5,4%	28,8%	4,3%	100,0

### 3.2.7 Pluies extrêmes

Une analyse statistique plus approfondie des données permet de conclure que la détermination des pluies journalières maximales se fera par la loi de Gumbel. En effet, pour la détermination des pluies journalières maximales, les valeurs du mode et de la moyenne sont nettement différentes et la valeur de la médiane se trouve entre ces deux dernières.

Pour réaliser ces ajustements, nous avons utilisé un logiciel spécialisé dans le domaine à savoir : HYDROLAB. L'analyse des résultats proposés par ces logiciels nous permettrons de faire un choix judicieux sur les valeurs des pluies périodiques. HYDROLAB est un logiciel permettant d'ajuster les différentes lois statistiques à un échantillon d'observation indépendantes et identiquement distribuées.

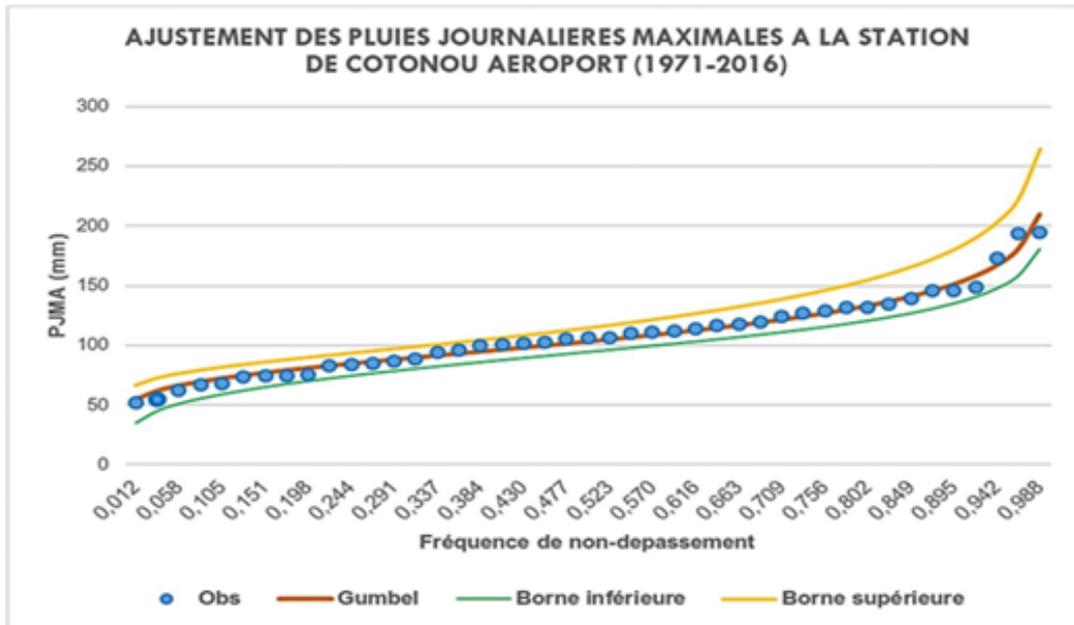


Figure 3.5 : Ajustement à la loi de Gumbel, Données : ASECNA, 2017

Une analyse statistique plus approfondie des données permet de conclure que la détermination des pluies annuelles moyenne se fera par ajustement suivant la loi de Gauss. En effet, on constate que, dans le cas de l'analyse des valeurs statistiques, pour la détermination des pluies moyennes annuelles, les valeurs centrales (la médiane et la moyenne) sont très peu différentes, on n'en conclut que la distribution est normale ou gaussienne.

La statistique des pluies maximales journalières annuelle par l'ajustement à la loi de Gumbel donne les valeurs récurrentielles suivantes :

Tableau 3.5 : Valeurs des pluies journalières extrêmes pour différentes périodes de retour

Pluies journalières extrêmes (mm)							
Stations	T (ans)	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Cotonou	PJMA (mm)	103,00	132,53	152,07	170,82	195,09	213,28

### 3.2.8 Hauteur de pluie - Intensité - Durée - Fréquence

L'intensité de pluie est déterminée à partir des paramètres  $a$  et  $b$  de MONTANA en utilisant la relation qui existe entre cette intensité de pluie et sa durée correspondant au temps de concentration  $t_c$  du bassin versant c'est-à-dire :

$$I = a \times t_c^{-b} \quad (6.1)$$

Les coefficients  $a$  et  $b$  sont établis par le CIEH pour la station synoptique de Cotonou serviront de base de calcul pour la prédétermination des crues de projet

En utilisant la formule de KIRPICH, le temps de concentration  $t_c$ , est donné par :

$$t_c = L^{0,77} / (52 \times i^{0,38}) \quad (6.2)$$

$L$  ; longueur du chemin hydraulique maximal en m

$i$  ; : pente moyenne du bassin versant en m/m

En utilisant la formule de RICHARDS, le temps de concentration est donné par la relation implicite ci-dessous

$$\frac{t_c^2}{t_c+1} = 9,81 \times \frac{K}{CR} \frac{L^2}{i} \quad (6.3) \quad \text{où :}$$

$t_c$  : temps de concentration en heure ;

$K$  : coefficient fonction du produit  $CR$  ;

$C$  : Coefficient de ruissellement

$R = H + \frac{H}{t_c} H$  : : hauteur d'eau tombée pendant la durée  $t_c$  en heure

$i$  : pente moyenne du bassin versant en m/m

Les coefficients  $a$  et  $b$  pour la fréquence décennale, correspondant à une pluie de durée inférieure à une heure et supérieure à une heure ont été adoptés et consignés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.6 : Coefficients de Montana de fréquence biennale valable dans la zone de projet

Villes	Paramètres	Durée inférieure à 1h	Durée supérieure à 1 h
Cotonou	a	4,43	11,10
	b	0,325	0,598

### 3.3 ETUDES HYDROLOGIQUE

#### 3.3.1 Choix de la période de retour

Le coût d'investissement pour la réalisation du projet et les conséquences d'un débordement pour les usagers, les riverains ainsi que les ouvrages déterminent le choix de la fréquence de pluie. En fonction de la taille des ouvrages, des informations reçues sur le terrain et conformément au plan directeur d'assainissement (PDA), les périodes de retour suivantes sont retenues :

Tableau 3.7 : Périodes de retour des pluies retenues

Désignation	Période de retour T
Collecte des eaux superficielles	Biennale (2 ans)
Dimensionnement des ouvrages principaux	Décennale (10 ans)

#### 3.3.2 Prédétermination des débits de crue de fréquence donnée

L'évaluation du débit de crue est faite au moyen des méthodes éprouvées et couramment utilisées, telles que :

- la méthode superficielle de Caquot ;
- la méthode rationnelle.

Les différentes méthodes sont décrites dans les paragraphes qui suivent.

##### 3.3.2.1 Bassins urbanisés : Méthode de Caquot

Proposée par CAQUOT cette formule se base sur les résultats des études statistiques des pluies. Elle permet à partir d'hypothèses sur le stockage d'une certaine quantité d'eau dans le réseau ainsi que sur les écoulements en conduites, d'aboutir à une formule simple ne contenant que trois paramètres morphologiques du bassin considéré ; à savoir la superficie (A), la pente (I) et le coefficient de ruissellement (Cr). Cette formule peut être présentée sous la forme :

$$Q_b(F) = K^{1/u} \times I^{V/u} \times C^{1/u} \times A^{W/u} \quad (6.4)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a(F) et/ou b(F) de la formule de Montana ci-après :

Voir la formule (2).

- Q(F) : Le débit de fréquence de dépassement F, exprimé en m<sup>3</sup>/s ;
- I : La pente moyenne du bassin versant (en mètre par mètre).
- C : Le coefficient du ruissellement.
- A : La superficie du bassin versant (en hectares).
- K : Un coefficient d'expression :  $0,5b(F) a(F)/6,6$ .

- u : Un coefficient d'expression :  $1 + 0,287 b(F)$ .
- v : Un coefficient d'expression :  $-0,41 b(F)$ .
- w : Un coefficient d'expression :  $0,95 + 0,507 b(F)$ .

### 3.3.2.1.1 Courbes IDF

La détermination des débits d'eaux pluviales est directement liée à la connaissance de l'intensité des fortes précipitations.

Le caractère aléatoire des précipitations est exprimé en période de retour de défaillance. Ainsi, le dimensionnement d'un collecteur pour une intensité maximale de précipitation de période de retour de 10 ans, revient à admettre une défaillance probable de ce collecteur une fois tous les 10 ans environ.

Pour le calcul des intensités des pluies, la pluie réelle a été modélisée. Le modèle de Montana est le plus couramment retenu. Les paramètres a et b de ce modèle sont déterminés par une analyse statistique des séries de pluies enregistrées par des pluviographes.

Les coefficients a et b pour la fréquence décennale, correspondant à une pluie de durée inférieure à une heure et supérieure à une heure ont été adoptés et consignés dans le tableau ci-dessous

Tableau 3.8 : Coefficients de Montana de fréquence décennale valable dans la zone de projet

Villes	Paramètres	Durée inférieure à 1h	Durée supérieure à 1 h
Cotonou	a	4,43	11,10
	b	0,325	0,598

### 3.3.2.1.2 Coefficient d'allongement M

L'allongement « M » est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique  $L = L_k$  côté de la racine carré de superficie équivalente à celle du bassin considéré.

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8 \quad (6.5)$$

Avec L : plus long cheminement hydraulique en hm ;  
A : surface en ha.

### 3.3.2.1.3 Coefficient d'influence m

Le débit ainsi calculé, est à corriger par un coefficient d'influence "m" dont la formule est la suivante :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0,7.b} \quad \text{avec } m < 1,73 \quad (6.6)$$

Le débit de projet  $Q_c$  est obtenu après application du coefficient d'influence m. il est donnée par :

$$Q_c = m \times Q_b \quad (6.7)$$

#### 3.3.2.1.4 Hyétogramme de la pluie de projet

Pour la méthode des hydrogrammes, il s'agit d'introduire le Hyétogramme de la pluie de projet. Il est déduit à partir des courbes IDF en faisant l'hypothèse que ces courbes sont vraies à chaque instant. On associe ainsi à chaque durée l'intensité moyenne correspondante sur la courbe IDF.

#### 3.3.2.1.5 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement qui est le rapport du volume d'eau ruisselé par le volume d'eau tombée, est généralement assimilé au taux d'imperméabilisation du site qui est égale au rapport de la surface imperméabilisée par la surface totale.

Le coefficient de ruissellement dépend du type d'occupation du sol et de la typologie d'habitat, les valeurs unitaires retenues sont les suivantes :

- Habitat dense : C = 0,8 à 0,9 ;
- Habitat Economique : C = 0,6 à 0,80 ;
- Immeuble : C = 0,6 à 0,75 ;
- Villas : C = 0,3 à 0,40 ;
- Industriel : C = 0,5 à 0,80 ;
- Parcs et jardins publics : C = 0,1 à 0,25 ;
- Voirie : C = 0,95

A partir de ces valeurs unitaires, les coefficients de ruissellement moyens par typologie moyenne des bassins versants sont calculés en fonction du poids respectifs des différentes typologies existantes ou projetées du bassin.

#### 3.3.2.1.6 Assemblage des bassins

La formule superficielle développée ci-avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous-bassins hétérogènes avec des paramètres individuels  $A_j$ ,  $C_j$ ,  $I_j$ ,  $L_j$  (longueur du drain principal),  $Q_{pj}$  (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formule d'équivalence pour les paramètres "A, C, I et M" du groupement. Ces formules sont en "série" ou en "parallèle" sont exprimées ci-après :

Tableau 3.9 : Formules d'assemblage de bassins

Paramètres équivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassins en série	$\sum A_j$	$\sum \frac{C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[ \frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\sum \frac{C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} MAX)}{\sqrt{\sum A_j}}$

➤ *Limites d'utilisation*

L'utilisation de la formule superficielle sera limitée aux bassins versants de superficie inférieure ou égale à 200 ha environ.

Les limites de validités portent aussi sur :

- La pente équivalente :  $0,002 < I < 0,05$ .
- Le coefficient de ruissellement :  $C > 0,2$ .

Ces limites correspondent au concept de bassin (hydrauliquement homogène) en milieu urbain (Réseau d'assainissement urbain classique à surface libre).

3.3.2.2 Bassins versants extérieurs : méthode rationnelle

Elle permet, connaissant les caractéristiques topographiques d'un impluvium et à partir des lignes isochrones, de composer un hydrogramme réel moyennant quelques hypothèses simplificatrices :

- Le coefficient de ruissellement est supposé constant pendant la durée de la précipitation ;
- L'intensité de pluie est constante durant la durée de l'orage ;
- La surface d'apport est proportionnelle au temps ;
- Les vitesses d'écoulement dans les conduites sont celles correspondant aux conduites coulant à pleine section ;

La méthode rationnelle s'exprime par la formule :

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A \quad (6.8)$$

Où :

Q : débit en m<sup>3</sup>/s

C : coefficient de ruissellement

I : intensité de pluie en mm/h

A : superficie du bassin en km<sup>2</sup>.

Elle ne tient pas compte du stockage provisoire de l'eau sur les bassins et dans les réseaux ; elle sera utilisée avec profit pour les bassins versants extérieurs.

La valeur de cette méthode dépend essentiellement de l'estimation que l'on peut avoir du coefficient de ruissellement et du temps de concentration.

Le temps de concentration peut être déterminé soit, par observations directes d'hydrogrammes réels de crue soit, en l'absence de relevés par des formules empiriques mises au point, chacune pour des conditions particulières et dont la généralisation doit être très prudente.

Tableau 3.10 : Résultats des études hydrologiques des rues du bassin Y

RUE	Côté	PK début	PK fin	Long (m)	pente (m/m)	Sp (ha)	St (ha)	SA=Sp+St (ha)	Tc (min)	Coef de Ruisselle mentC Route	Coef (Bassin naturel)	C	I (mm/min)	Qp (m3/s)	Qt (m3/s)	Qc=Qp+Qt (m3/s)
		<b>BASSIN Y</b>														
4.028 - 4.026	Gauche	0+000	0+325	325.00	0.13 %	0.11	0.00	0.11	20.38	0.95	0.67		1.66	0.05	0.00	0.05
	droit	0+000	0+275	275.00	0.13 %	0.10	0.00	0.10	17.92	0.95	0.67		1.73	0.04	0.00	0.04
	Gauche	0+325	0+825	500.00	0.13 %	0.18	0.50	0.68	28.39	0.95	0.67		1.49	0.07	0.14	0.21
	droit	0+275	0+750	475.00	0.13 %	0.17	0.48	0.64	27.29	0.95	0.67		1.51	0.07	0.13	0.20
	Gauche	0+825	0+950	125.00	0.13 %	0.04	0.19	0.23	9.76	0.95	0.67		2.11	0.02	0.07	0.10
	droit	0+750	0+950	200.00	0.13 %	0.07	0.30	0.37	14.02	0.95	0.67		1.88	0.03	0.10	0.14
BASSIN Y	central	0+000	0+950	1 613.00	0.13 %		135.00	135.00	69.97	0.95	0.52		1.11	0.00	16.90	16.90
4.012	Gauche	0+000	0+402	402.00	0.15 %	0.30	0.60	0.90	23.03	0.95	0.67		1.60	0.13	0.18	0.31
	droit	0+000	0+402	402.00	0.15 %	0.30	0.80	1.11	23.03	0.95	0.52		1.60	0.13	0.19	0.31
4.020	Gauche	0+000	0+301	300.59	0.39 %	0.23	0.45	0.68	12.77	0.95	0.52		1.94	0.12	0.13	0.24
	droit	0+000	0+301	300.59	0.39 %	0.23	0.60	0.83	12.77	0.95	0.52		1.94	0.12	0.17	0.28

## 3.4 ETUDES HYDRAULIQUES

Le réseau de drainage longitudinal est essentiellement constitué de caniveaux ou collecteurs rectangulaires couverts en béton armé. Aux changements de direction, des regards de dissipation de section variables sont créés pour réduire les pertes de charges.

Les paramètres de calcul sont estimés sur le terrain. Les sections des caniveaux sont déterminées par la formule de Manning Strickler. Les tronçons dont les pentes sont faibles ont connu une modification de pente afin de vérifier la condition de vitesse minimale.

### 3.4.1 Dimensionnement des caniveaux ou collecteurs

#### 3.4.1.1 Principe de conception

La conception des collecteurs doit respecter les principes suivants :

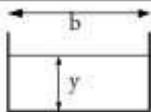
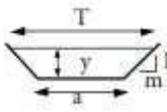
- réaliser des ouvrages économiques ;
- assurer un drainage correct vers les exutoires (en tenant compte de la cote du terrain naturel à la limite du lotissement sur les deux rives) et les protéger contre le ruissellement ;
- adopter des pentes les plus proches possibles de celle du terrain naturel pour minimiser les terrassements ;
- adopter une profondeur limitée pour des raisons de sécurité ;
- assurer l'évacuation des débits de crue de durée de retour retenue avec des vitesses limites respectant les tolérances recommandées ;
- assurer un ressuyage complet après une pluie ;
- respecter les gabarits permettant de faciliter d'une part l'exécution et d'autre part le travail d'entretien ;
- protéger au mieux l'environnement.

Nous proposerons deux formes de sections de collecteurs :

- les ouvrages rectangulaires cadres ;
- et les ouvrages rectangulaires à ciel ouvert.

Les caractéristiques géométriques de ces différentes sections proposées se résument comme dans le tableau suivant :

Tableau 3.11 : Caractéristiques géométriques de quelques sections hydrauliques

Section	Surface (A)	Périmètre mouillé (P)	Rayon hydraulique (R)	Largeur en surface (T)
	$by$	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	$b$
	$(a + my) y$	$a + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(a + my) y}{a + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$a + 2my$

#### 3.4.1.2 Variante de revêtement

La réalisation d'un revêtement serait bénéfique à plus d'un titre :

- il permettrait de réduire l'emprise des ouvrages de drainage (par amélioration du coefficient de rugosité) ;
- il élimine le risque d'érosion pour des vitesses d'écoulement élevées contrairement aux fossés en terre ;
- l'entretien serait facilité et très limité.

Les variantes examinées sont les suivantes :

- ☞ béton,
- ☞ parois en maçonnerie de moellons et radier en béton ordinaire,

#### 3.4.1.3 Caniveau en béton

C'est une solution classique, donc bien connue, qui présente de nombreux avantages :

- coefficient de rugosité des parois élevé, d'où une meilleure capacité hydraulique par rapport à d'autres matériaux ;
- structure monolithique lui conférant une bonne résistance aux efforts ainsi qu'aux mouvements éventuels du sol de fondation ;
- facilité d'exécution des sections de transition entre le caniveau et les dalots ;
- bonne évacuation des eaux usées par temps sec ;
- entraînement des déchets facilité par l'uniformité des parois ;
- entretien aisé ;
- bonne longévité de l'ouvrage ;
- adoption de vitesse élevée.

#### 3.4.1.4 Caniveau en maçonnerie de moellons

Les avantages de cette solution sont les suivants :

- facilité de mise en œuvre,

- disponibilité des matériaux (moellons),
- possibilité d'emploi d'une main d'œuvre importante,
- matériau en grande partie d'origine locale.

Sur la base des considérations techniques et économiques, nous retiendrons l'exécution **des caniveaux en béton armé de section rectangulaire fermé**.

#### 3.4.1.5 Dimensionnement des collecteurs ou caniveaux

Le réseau de drainage pluvial est essentiellement constitué de caniveaux ou collecteurs cadre ou avec dallettes en béton armé.

Ces ouvrages, conçus pour évacuer les eaux pluviales, doivent répondre aux conditions suivantes :

- débit de calcul = débit de pointe pour une période de retour de 10 ans ;
- vitesse minimale d'écoulement = 0,50 m/s pour assurer l'auto curage du caniveau ;
- vitesse maximale d'écoulement = 5,00 m/s pour protéger l'ouvrage contre une dégradation des joints ou une usure rapide du radier ;
- revanche = 0,3 à 0,50 m.

Les paramètres de calcul sont estimés sur le terrain. Les sections des collecteurs ou caniveaux sont déterminées par la formule de Manning Strickler. Les tronçons dont les pentes sont faibles ont connu une modification de pente afin de vérifier la condition de vitesse minimale.

Le dimensionnement des réseaux de caniveaux et des collecteurs a été fait à l'aide de la formule de STRICKLER. Elle s'écrit :

$$Q = K \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (6.9)$$

$$Q = V \times S = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (6.10)$$

V : vitesse d'écoulement de l'eau en m/s,

Q : Débit en m<sup>3</sup>/s ;

K<sub>S</sub> : Coefficient de STRICKLER

I : pente longitudinale du caniveau

R : Rayon hydraulique en m.

D'après l'équation de Manning Strickler, on détermine les dimensions b et y par itération avec l'équation ci-dessous :

$$y = \left[ \frac{Q}{K_S \times I^{1/2}} \right]^{3/5} \times \left[ \frac{b+2y}{b} \right]^{2/5} \quad (6.11)$$

### 3.4.2 Dimensionnement des ouvrages hydrauliques

Les ouvrages hydrauliques ont été déterminés en précisant leur nature ainsi que les dimensions des débouchés. Afin d'éviter les dépôts des sédiments dans les ouvrages, les conditions suivantes ont été imposées :

- Une pente minimale de 0,2% ;
- Une vitesse minimale de 0,5m/s et maximale de 5m/s ;
- Une revanche de 0,20 à 0,50 m par rapport à la côte des plus hautes eaux (PHE).

Les formules de calcul pour le dimensionnement des dalots seront de forme Manning Strickler comme suit :

Voir la formule (6.10),

où,  $K_S = 70$  et  $R = S (Section mouillée)/P (Périmètre mouillée)$

La capacité hydraulique de l'ouvrage est déterminée de telle sorte que la section d'entrée joue le rôle de section de contrôle.

Les différentes relations suivantes sont utilisées pour vérifier les conditions d'écoulement dans les ouvrages.

$$Q^* = \text{fonction}(H_1^*) \quad (6.12)$$

$$\text{Avec } Q^* = Q / (BD\sqrt{2gD}) \text{ et } H_1^* = H_1 / D$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur = 9,81m/s<sup>2</sup> ;

B : largeur de l'ouvrage en m ;

D : hauteur de l'ouvrage (en m).

Les conditions d'application de la formule sont :

- La condition  $H_1/D < 1,25$  pour assurer un écoulement en sortie libre ;
- La pente longitudinale du fil d'eau doit être supérieure à la pente critique.

La pente critique est déterminée expérimentalement par la relation suivante :

$$Q^* = \text{fonction}(I_c^*) \quad (6.13)$$

$$\text{Avec : } Q^* = Q / (\sqrt{gB^5}) \text{ et } I_c^* = I_c / (g/K_S^2 B^{1/3})$$

g : accélération de la pesanteur = 9,81m/s<sup>2</sup> ;

B : largeur de l'ouvrage (en m) ;

Ks : Coefficient de rugosité La vitesse moyenne est de 3 m/s sans dépasser 5m/s afin d'éviter les problèmes de ressaut hydraulique à l'aval des ouvrages.

La vitesse est aussi déterminée expérimentalement par la relation suivante :

$$Q^* = \text{fonction}(V^*) \quad (6.14)$$

$$\text{Avec : } Q^* = Q / (K_s I^{1/2} B^{8/3}) \quad \text{et} \quad V^* = V / (K_s I^{1/2} B^{2/3})$$

Le dimensionnement des réseaux de caniveaux et des collecteurs a été fait à l'aide de la formule de STRICKLER.

Tableau 3.12 : Résultats de calcul hydraulique des ouvrages de drainage longitudinaux

Rues	Coté	PK début	PK fin	Longueur (m)	pente (m/m)	Débit (m3/s)	Ks	Largeurb (m)	Tirant d'eau (m)	remplissage (%)	Vitesse (m/s)	Référence ouvrage	Ouvrage APD
4.026 - 4.028	Gauche	0+000	0+325	325.00	0.0013	0.05	70					BORDURE T2-CS2	CAN 60x60
	droit	0+000	0+275	275.00	0.0013	0.04	70					CAN EXISTANT	CAN EXISTANT
	Gauche	0+325	0+825	500.00	0.0013	0.21	70	0.60	0.44	73%	0.79	CAN 60x60	CAN 60x60
	droit	0+275	0+750	475.00	0.0013	0.20	70	0.60	0.44	73%	0.76	CAN 60x60	CAN 60x60
	Gauche	0+825	0+950	125.00	0.0013	0.10	70					BORDURE T2-CS2	BORDURE T2-CS2
	droit	0+750	0+950	200.00	0.0013	0.14	70					BORDURE T2-CS2	BORDURE T2-CS2
BASSIN Y	Central	0+000	0+950	950.00	0.0013	16.90	70	4.50	1.55	97%	2.42	CAN 3x150x160	CAN 3x150x160
6.00								1.15	98%	2.45	Ou CAN 4x150x120		
4.012	droit	0+000	0+402	402.00	0.0015	0.31	70	0.60	0.55	92%	0.93	CAN 60x60	CAN 60x60
	Gauche	0+000	0+402	402.00	0.0015	0.31	70	0.60	0.55	92%	0.95	CAN 60x60	CAN 60x60
4.020	droit	0+000	0+301	300.59	0.0039	0.24	70	0.60	0.32	53%	1.26	CAN 60x60	CAN 60x60
	Gauche	0+000	0+301	300.59	0.0039	0.28	70	0.60	0.38	63%	1.24	CAN 60x60	CAN 60x60

Tableau 3.13 : Données pluviométriques de la zone du projet (Bassin Y)

<b>Année</b>	<b>Pluviométrie maximale journalière (mm)</b>	<b>Pluviométrie annuelle (mm)</b>
1971	83	-
1972	80	-
1973	85	-
1974	92,2	-
1975	102,5	-
1976	174,7	-
1977	61,8	-
1978	114	
1979	60	
1980	74	
1981	76,2	
1982	83,1	
1983	77,1	
1984	54,3	953,4
1985	110,1	1172,5
1986	101,6	1023
1987	120,2	1479,6
1988	208	1697,4
1989	133,7	1446,3
1990	89,5	1060,4
1991	77,3	1303,8
1992	75,3	987,5
1993	78,2	1225,1
1994	31,4	139
1995	116,3	1426,9
1996	116	1288,5
1997	97,1	1478,2
1998	50,2	627,7
1999	128,3	1396,2
2000	101,5	1091,6
2001	64,9	707,6
2002	113,4	1037,1
2003	83,4	718,7
2004	106,3	1258,2
2005	107,5	1180,9
2006	82,3	1005,7
2007	123,1	1395,2
2008	80,2	1373,2
2009	103,4	1090
2010	114,6	1745,6
2011	91,3	996,3
2012	95,2	1126,1
2013	96,1	1175,6
2014	98,2	
2015	87,5	

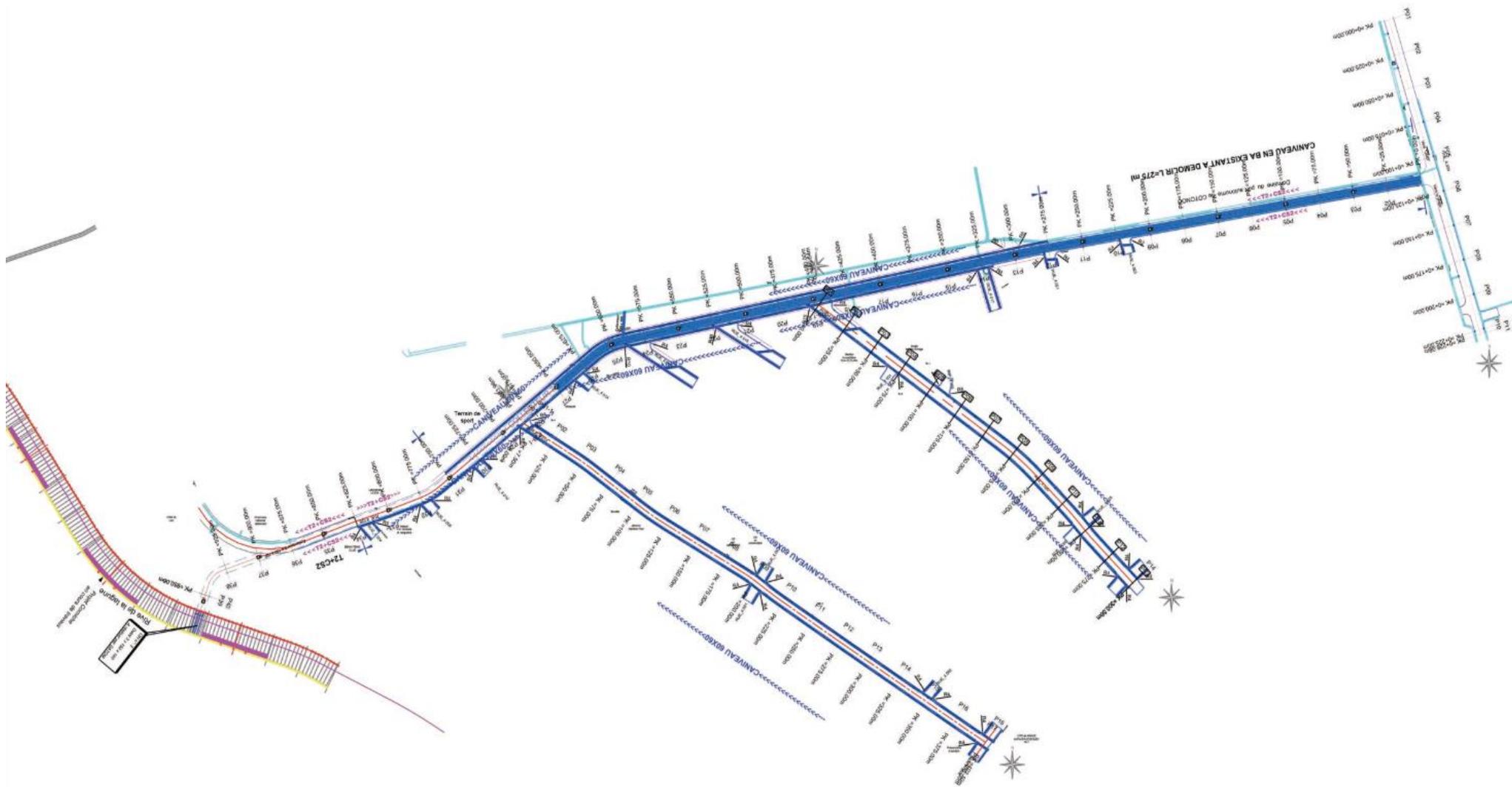


Figure 3.6 : Schéma de drainage du bassin Y

### 3.5 ETUDE DES EXUTOIRES IDENTIFIES

L'assainissement des eaux pluviales est classiquement assuré en milieu urbain par un réseau de canalisation reposant sur un principe simple : évacuer le plus loin et le plus vite possible les eaux pluviales. Cependant, le principe de ces infrastructures est aujourd'hui remis en cause. En effet, le développement urbain entraîne une imperméabilisation croissante des surfaces. De plus, la nature concentrique du développement (aménagement de la périphérie des villes) et la structure ramifiée des réseaux d'assainissement liée à l'écoulement gravitaire de l'eau provoque une concentration importante des flux vers les réseaux existants.

Afin de s'assurer du bon fonctionnement hydraulique des exutoires identifiés, une étude détaillée sur les différents exutoires a été faite.

Les tableaux ci-dessous indiquent les exutoires identifiés.

Tableau 3.14 : Exutoires des rues dans le bassin Y

N° Rues	Linéaire Topo (en ml)	Ouvrage d'assainissement	Exutoire	Section de l'exutoire	Commentaires
4.026 – 4.028	950	Caniveau	Collecteur Y	3x150x160	toire intégré à la rue 4.026 – 4.028
		Collecteur Y	Chenal de Cotonou (PK0+950)		A raccorder à l'ouvrage de traversée prévue sur la Corniche au PK0+900 (CFE=0.80)
4.012	410	Caniveau	Collecteur Y	3x150x160	Section suffisante
4.020	300	Caniveau	Collecteur Y	3x150x160	Section suffisante

### 3.6 CONCLUSION

A l'issue de l'étude hydrologique et hydraulique, réalisée à cette étape de l'étude d'exécution, nous retenons :

- l'étude hydrologique complète a été réalisée sur tous les bassins et sous-bassins liés aux rues (4028-4026 ; 4020 ; et 4012) du lot bassin Y ;
- les études hydrologiques ont permis de concevoir un réseau d'assainissement composé de caniveaux latéraux et d'ouvrages exutoires de type collecteurs.

## **CHAPITRES 4 : ETUDE STRUCTURALE**

### **4.1 INTRODUCTION**

L'étude de la structure de l'ouvrage d'assainissement de la rue 4028-4026 à Enangnon Fifadji-Houto, nous permettra, en nous conformant aux normes en matière de construction, à réaliser tout en respectant les critères de stabilité nécessaires à sa durabilité et sa portance à supporter les surcharges auxquels il sera soumis.

Pour cela, il nous sera d'une obligation professionnelle de nous baser sur des hypothèses de calcul claires en la matière, de procéder à la modélisation de l'ouvrage, d'évaluer les charges et surcharges qu'il supportera, et de déterminer, pour finir, les éléments de renforcement nécessaires et adéquats pour son squelette afin que l'ouvrage soit réalisé à un coût optimal, pour tenir durablement et accomplir son rôle d'assainissement du bassin versant qu'il est censé drainé.

### **4.2 DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL**

#### **4.2.1 Hypothèse de calcul**

##### **4.2.1.1 Réglementations**

- BAEL 91 modifié 99 ;
- FASCICULE 61 : Conception, Calcul et Épreuves des Ouvrages d'Art / TITRE II - Programmes de Charges et Épreuves Des Ponts-Routes.
- Fascicule 62 ; Titre V

##### **4.2.1.2 Matériaux**

- Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier : Haute Adhérence Fe 400 / Fissuration préjudiciable
- Enrobage : 3 cm.
- Poids volumique béton armé  $\gamma_1 : 25 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique des terres  $\gamma_2 : 20,00 \text{ KN/m}^3$
- Coefficient de poussée des terres  $K_a : 0,33$

##### **4.2.1.3 Évaluation des charges élémentaires des ouvrages**

- Surcharges sur remblai  $q_1 : 10 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges routières : Nous considérons trois (03) systèmes de surcharges routières à appliquer à notre ouvrage. Il s'agit des systèmes Bc, Bt et Mc 120 qui sont défavorables pour le tablier de l'ouvrage.

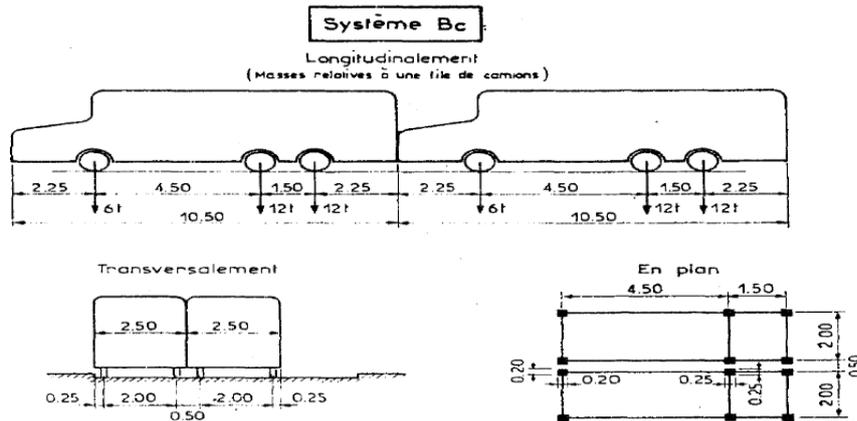


Figure 4.1 : Systèmes de charge sur essieux Bc Source : fascicule 61 titre II, page 28

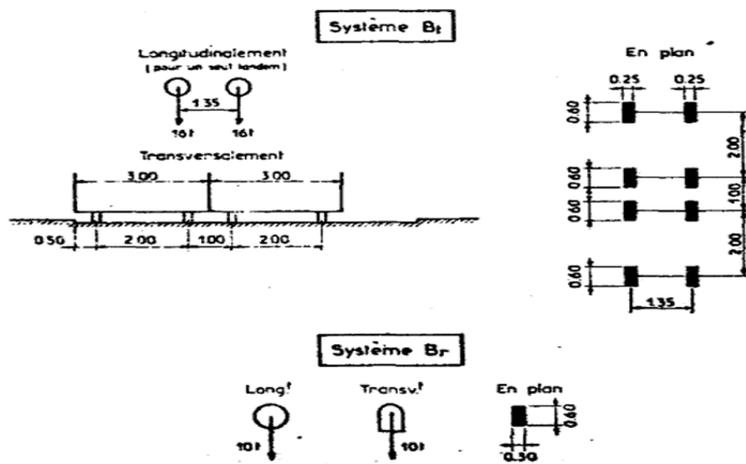


Figure 4.2 : Systèmes de charge sur essieux Bt, Br Source : fascicule 61 titre II, page 28

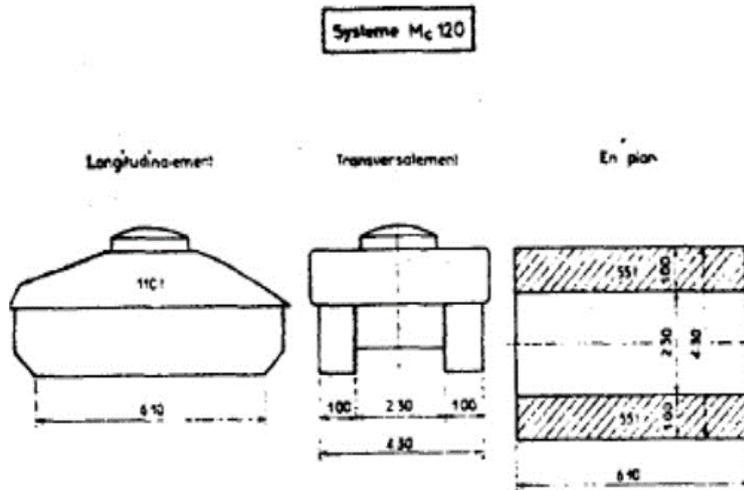


Figure 4.3 : Systèmes de charge sur essieux Mc120 Source : fascicule 61 titre II, page 28

#### 4.1.2 Géométrie de l'ouvrage

- Largeur intérieure : 3 x 1,50 m
- Hauteur intérieure  $H_1$  : 1,60 m
- Épaisseur tablier  $e_1$  : 0,25 m
- Épaisseur radier  $e_2$  : 0,25 m
- Épaisseur piedroit : 0,25 m
- Largeur entre-axe : 1,75 m
- Hauteur entre-axe : 1,85 m
- Largeur roulable :  $L_r$  : Variable
- Hauteur remblai  $H_r$  : 0,00 m ou  $H_r = 1,00$ m

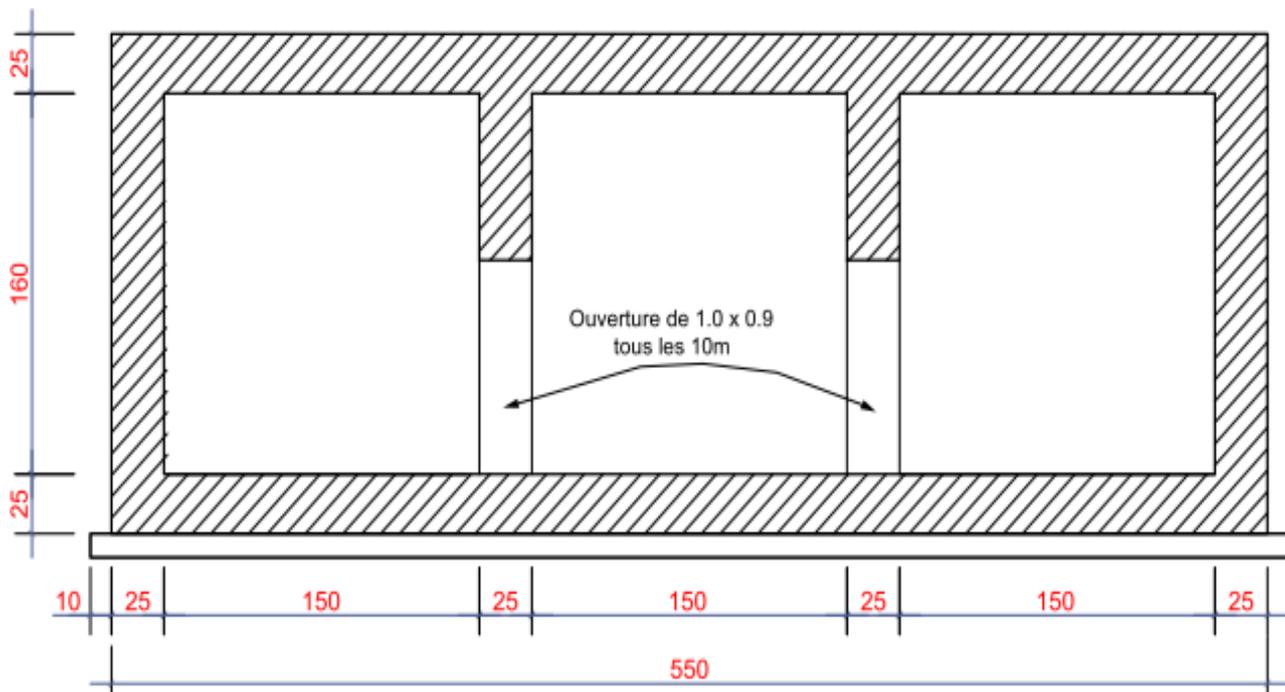


Figure 4.4: Coupe transversale du collecteur 3x150x160 Source :Gnanglè

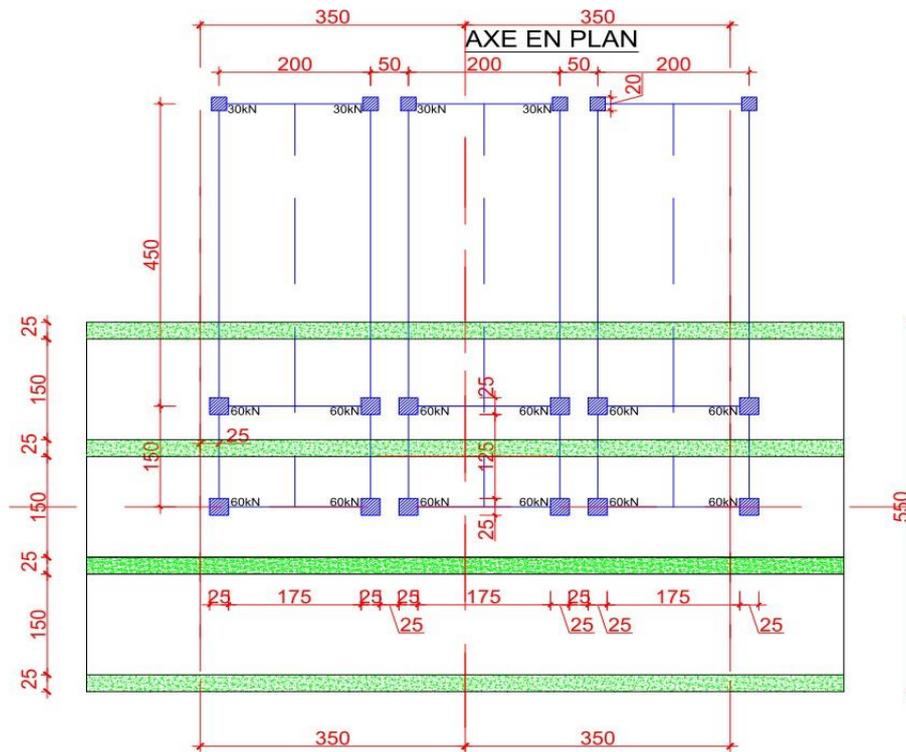


Figure 4.5 : Vue en plan du collecteur avec les chargements possibles du système Bc  
Source : Gnanglè

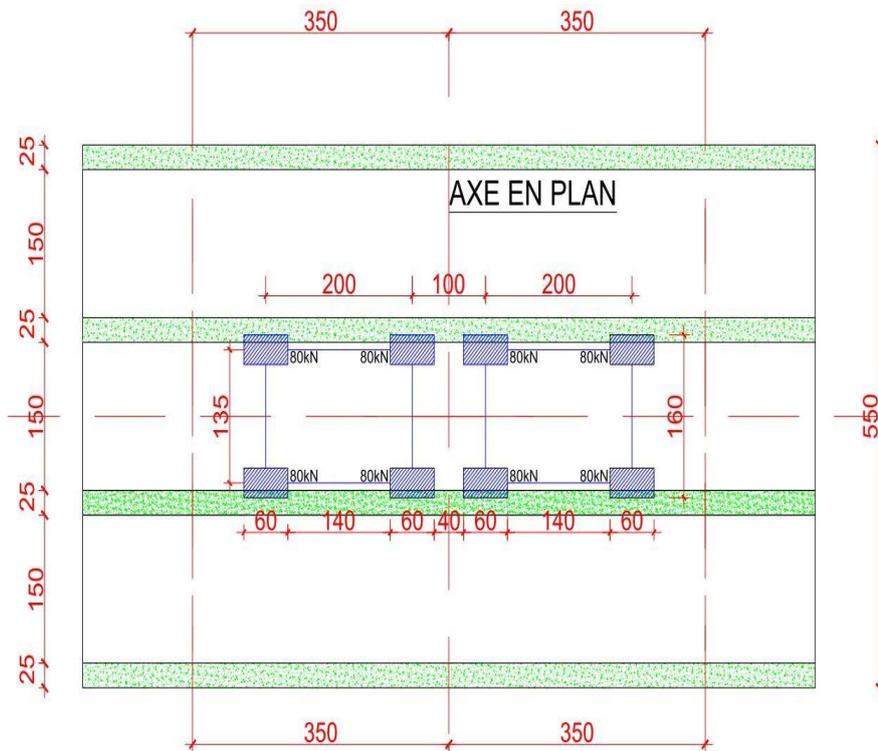


Figure 4.6 : Vue en plan du collecteur avec les chargements possibles du système Bt  
Source : Gnanglè

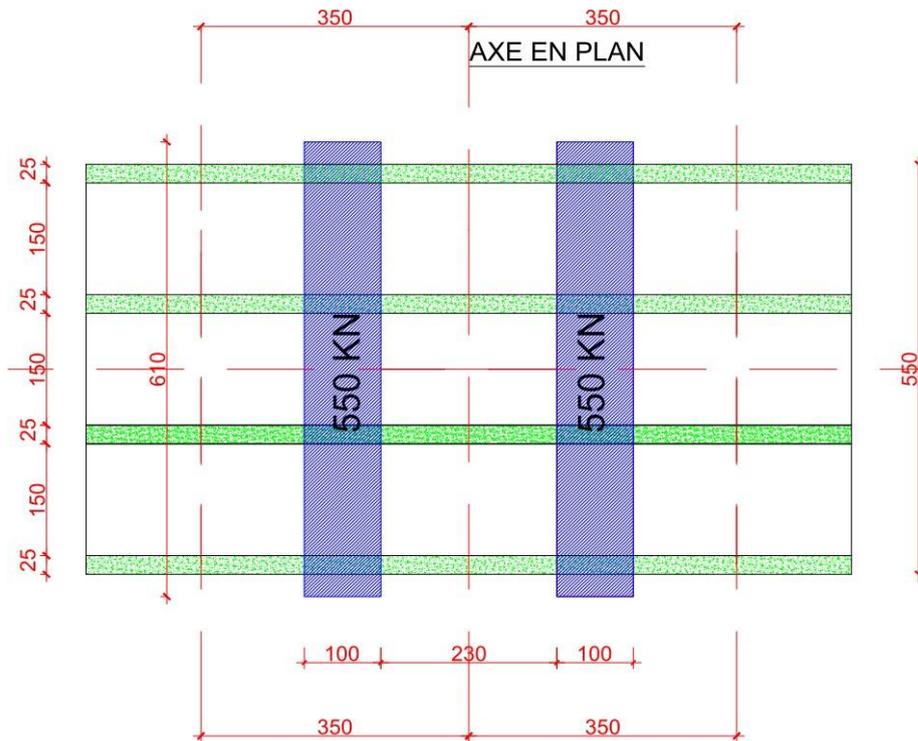


Figure 4.7 : Vue en plan du collecteur avec les chargements possibles du système Mc 120  
Source :Gnanglè

### 4.3 EVALUATION DES CHARGES ET SOLLICITATIONS

#### 4.3.1 Descente des charges pour $H_r = 0$ m

( Pas de remblais sur le tablier du collecteur)

##### 4.3.1.1 Tablier

✓ **Système Bc**

Considérons trois files de camions Bc disposés sur le tablier du collecteur ; chaque file est composée d'un camion. Déterminons la charge qui vient sur le tablier en considérant les essieux dans la position la plus défavorable pour notre ouvrage.

- Coefficient bc à affecter au système Bc :  $bc = 1,1$
- Diffusion des charges à  $45^\circ$  sur le tablier et à  $30^\circ$  dans le remblai sur l'ouvrage :

$$t_x = 0,25 + 1,50 + 2 \times H_r + e ; \quad (7.1)$$

$$t_y = 0,25 + 7,00 + 2 \times H_r + e ; \quad (7.2) \quad \text{avec } e = \text{épaisseur du tablier.}$$

$$t_x = 0,25 + 1,50 + 2 \times H_r + e \rightarrow t_x = 0,25 + 1,50 + 2 \times 0 + 0.25$$

$$t_y = 0,25 + 7,00 + 2 \times H_r + e \rightarrow t_y = 0,25 + 7,00 + 2 \times 0 + 0.25$$

$$\mathbf{t_x = 2,00 m} \quad \mathbf{et}$$

$$\mathbf{t_y = 7,50 m}$$

Soit P1 la surcharge routière à considérer sur le tablier :

$$\mathbf{D'où P_1 = 52,80 \text{ kN/m}^2}$$

✓ **Système Bt**

Conformément au fascicule 61 Titre II, nous ne pouvons disposer que deux (02) tandems sur le tablier du collecteur. En considérant ces deux (02) tandems, déterminons la charge qui vient sur le tablier en considérant les essieux dans la position la plus défavorable pour notre ouvrage.

- Coefficient bt à affecter au système Bt :  $bt = 1$
- Diffusion des charges à  $45^\circ$  sur le tablier et à  $30^\circ$  dans le remblai sur l'ouvrage :

$$t_x = 0,25 + 1,35 + 2 \times Hr + e; \quad (7.3)$$

$$t_y = 0,60 + 5,00 + 2 \times Hr + e; \quad (7.4) \quad \text{avec } e = \text{épaisseur du tablier.}$$

$$t_x = 0,25 + 1,35 + 2 \times Hr + e \rightarrow t_x = 0,25 + 1,35 + 2 \times 0 + 0.25$$

$$t_y = 0,60 + 5,00 + 2 \times Hr + e \rightarrow t_y = 0,60 + 5,00 + 2 \times 0 + 0.25$$

$$t_x = 1,85 \text{ m et}$$

$$t_y = 5,85 \text{ m}$$

Soit  $P_2$  la surcharge routière à considérer sur le tablier :

$$P_2 = \frac{b_t \times 8 \times 80}{t_x \times t_y}$$

$$P_2 = \frac{1,00 \times 8 \times 80}{1,85 \times 5,85}$$

D'où  $P_2 = 59,14 \text{ kN/m}^2$

✓ **Système Mc 120**

Considérons un convoi Mc 120, disposé sur le tablier du collecteur.

Déterminons la charge qui vient sur le tablier en considérant le convoi dans la position la plus défavorable pour notre ouvrage.

- Diffusion des charges à  $45^\circ$  sur le tablier et à  $30^\circ$  dans le remblai sur l'ouvrage :

$$P_1 = \frac{b_c \times 12 \times 60}{t_x \times t_y}$$

$$P_1 = \frac{1,10 \times 12 \times 60}{2 \times 7,50}$$

$$t_x = 6,10 + 2 \times Hr \cdot \tan 30^\circ + e; \quad (7.5)$$

$$t_y = 4,30 + 2 \times Hr \cdot \tan 30^\circ + e; \quad (7.6) \quad \text{avec } e = \text{épaisseur du tablier ;}$$

$$t_x = 6,10 + 2 \times Hr \cdot \tan 30^\circ + e \rightarrow t_x = 6,10 + 2 \times 0 + 0.25$$

$$t_y = 4,30 + 2 \times Hr \cdot \tan 30^\circ + e \rightarrow t_y = 4,30 + 2 \times 0 + 0.25$$

$$t_x = 6,35 \text{ m et}$$

$$t_y = 4,55 \text{ m}$$

Compte tenu de la géométrie de notre ouvrage, nous limitons

$$t_x = 5,25 \text{ m et } t_y = 4,55 \text{ m}$$

Soit P3 la surcharge routière à considérer sur le tablier :

$$P_3 = \frac{1100}{t_x \times t_y}$$

$$P_3 = \frac{1100}{5,25 \times 4,55}$$

D'où :

$$P_3 = 46,04 \text{ kN/m}^2$$

- Coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}; \quad (7.7)$$

Prenons :

$$L = 15,00 \text{ m};$$

$$G = 0,25 \times 15,00 \times 5,25 \times 25 = 492,2 \text{ kN};$$

$$S = 8 \times 80 = 640 \text{ kN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 15} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{492,2}{640}} = 1,247;$$

d'où :

$$\delta = 1,25.$$

En conclusion, la surcharge à considérer sur le tablier devient :

$$P = \delta \cdot P'$$

$$P = 1,25 \times 60 \rightarrow P = 75 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.2.1.2 Piédroits

Nous avons considéré qu'agissent sur les piédroits de rive la poussée des terres et la surcharge sur remblai.

Soit P2 la charge au sommet et P3 la charge à la base d'un piédroit de rive.

$$P_2 = \left( \gamma_2 \times \left( H_r + \frac{e_1}{2} \right) \times K_a \right) + (q_1 \times K_a \times \gamma_q) \approx 5 \text{ kN/m}^2; \gamma_q = 1$$

$$P_3 = \left( \gamma_2 \times \left( H_r + e_1 + H_1 + \frac{e_2}{2} \right) \times K_a \right) + (q_1 \times K_a \times \gamma_q) \approx 16 \text{ kN/m}^2$$

### 4.3.2 Descente de charges pour Hr = 1,00m

#### 4.3.2.1 Tablier

Sur le tablier, nous aurons la charge permanente du remblai plus les couches de chaussée. Considérons donc un remblai de hauteur 1,00m avec un poids volumique égale à 20kN/m<sup>3</sup>

La charge permanente du remblai Grm et donnée par :

$$G_{rm} = \gamma_2 \cdot Hr \quad (7.9) \quad \rightarrow \quad G_{rm} = 20kN/m^2$$

✓ **Système Bc**

Considérons trois files de camions Bc disposés sur le tablier du collecteur ; chaque file est composée d'un camion. Déterminons la charge qui vient sur le tablier en considérant les essieux dans la position la plus défavorable pour notre ouvrage.

- Coefficient bc à affecter au système Bc : bc = 1,1
- Diffusion des charges à 45° sur le tablier et à 30° dans le remblai sur l'ouvrage :

$$tx = 0,25 + 1,50 + 2 \times Hr + e \quad ;$$

$$ty = 0,25 + 7,00 + 2 \times Hr + e$$

avec e = épaisseur du tablier ;

$$tx = 0,25 + 1,50 + 2 \times Hr + e \quad \rightarrow \quad tx = 0,25 + 1,50 + 2 \times 1 \times \tan 30^\circ + 0.25$$

$$ty = 0,25 + 7,00 + 2 \times Hr + e \quad \rightarrow \quad ty = 0,25 + 7,00 + 2 \times 1 \times \tan 30^\circ + 0.25$$

$$tx = 3, 15 \text{ m} \quad \text{et}$$

$$ty = 8, 65 \text{ m}$$

Soit P1 la surcharge routière à considérer sur le tablier :

$$P_1 = \frac{bc \times 12 \times 60}{tx \times ty}$$

$$P_1 = \frac{1,10 \times 12 \times 60}{3,15 \times 8,65}$$

**D'où :**

$$P_1 = 29,07 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Système Bt**

Conformément au fascicule 61 Titre II, nous ne pouvons disposer que deux (02) tandem sur le tablier du collecteur. En considérant ces deux (02) tandem, déterminons la charge qui vient sur le tablier en considérant les essieux dans la position la plus défavorable pour notre ouvrage.

- Coefficient bt à affecter au système Bt : bt = 1
- Diffusion des charges à 45° sur le tablier et à 30° dans le remblai sur l'ouvrage :

$$tx = 0,25 + 1,35 + 2 \times Hr + e \quad ;$$

$$t_y = 0,60 + 5,00 + 2 \times Hr + e$$

avec e = épaisseur du tablier ;

$$t_x = 0,25 + 1,35 + 2 \times Hr + e \rightarrow t_x = 0,25 + 1,35 + 2 \times 1 \times \tan 30^\circ + 0,25$$

$$t_y = 0,60 + 5,00 + 2 \times Hr + e \rightarrow t_y = 0,60 + 5,00 + 2 \times 1 \times \tan 30^\circ + 0,25$$

$$\mathbf{t_x = 3,00 m \quad et}$$

$$\mathbf{t_y = 7,00 m}$$

Soit P2 la surcharge routière à considérer sur le tablier :

$$P_2 = \frac{b_t \times 8 \times 80}{t_x \times t_y}$$

$$P_2 = \frac{1,00 \times 8 \times 80}{3,00 \times 7,00}$$

**D'où :**

$$\mathbf{P_2 = 30,48 \text{ kN/m}^2}$$

### ✓ **Système Mc 120**

Considérons un convoi Mc 120, disposé sur le tablier du collecteur.

Déterminons la charge qui vient sur le tablier en considérant le convoi dans la position la plus défavorable pour notre ouvrage.

- Diffusion des charges à 45° sur le tablier et à 30° dans le remblai sur l'ouvrage :

$$t_x = 6,10 + 2 \times Hr \cdot \tan 30^\circ + e \quad ;$$

$$t_y = 4,30 + 2 \times Hr \cdot \tan 30^\circ + e$$

avec e = épaisseur du tablier ;

$$t_x = 6,10 + 2 \times Hr \cdot \tan 30^\circ + e \rightarrow t_x = 6,10 + 2 \times 1 \times \tan 30^\circ + 0,25$$

$$t_y = 4,30 + 2 \times Hr \cdot \tan 30^\circ + e \rightarrow t_y = 4,30 + 2 \times 1 \times \tan 30^\circ + 0,25$$

$$\mathbf{t_x = 7,50 m \quad et}$$

$$\mathbf{t_y = 5,70 m}$$

Compte tenu de la géométrie de notre ouvrage, nous limitons

$$\mathbf{t_x = 5,25 m \quad et}$$

$$\mathbf{t_y = 5,70 m}$$

Soit P3 la surcharge routière à considérer sur le tablier :

$$P_3 = \frac{1100}{t_x \times t_y}$$

$$P_2 = \frac{1100}{5,25 \times 5,70}$$

**D'où :**

$$P_3 = 36,76 \text{ kN/m}^2$$

$$P' = \max (P_1 ; P_2 ; P_3) = 36,33 ;$$

**le système Mc 120 représente le cas de charge défavorable pour notre ouvrage**

- **Coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} ;$$

Prenons :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 15} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{2067,2}{1100}} = 1,17 ;$$

$$L = 15,00 \text{ m};$$

$$G = 0,25 \times 15,00 \times 5,25 \times 25 + 1 \times 15 \times 5,25 \times 20 = 2067,2 \text{ kN};$$

$$S = 1100 \text{ kN}$$

**d'où :**

$$\delta = 1,17$$

**En conclusion, la charge totale à considérer sur le tablier devient :**

$$P = \delta \cdot P' + Grm \quad (7.10)$$

$$P = 1,17 \times 36,76 + 20$$

$$P = 63 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.3.2.2 Piédroits

Nous avons considéré qu'agissent sur les piédroits de rive, la poussée des terres et la surcharge sur remblai.

Soit P2 la charge au sommet et P3 la charge à la base d'un piédroit de rive.

$$P_2 = \left( \gamma_2 \times \left( H_r + \frac{e_1}{2} \right) \times K_a \right) + (q_1 \times K_a \times \gamma_q) \approx 11 \text{ kN/m}^2; \gamma_q = 1$$

$$P_3 = \left( \gamma_2 \times \left( H_r + e_1 + H_1 + \frac{e_2}{2} \right) \times K_a \right) + (q_1 \times K_a \times \gamma_q) \approx 23 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.3.2.3 Récapitulatif de la descente de charges

Tableau 4.1: Récapitulatif de la descente des charges

Parties d'ouvrage	Chargements (kN/ml)
Tablier (1)	75
Piédroit de rive gauche (2)	11 à 23
Piédroit de rive droit (3)	11 à 23

**NB : Nous signalons que le poids propre de l'ouvrage est pris en compte de façon automatique par le logiciel Robot Structural Analysis, utilisé pour la modélisation.**

#### 4.3.2 Cas de chargement

A l'ELS

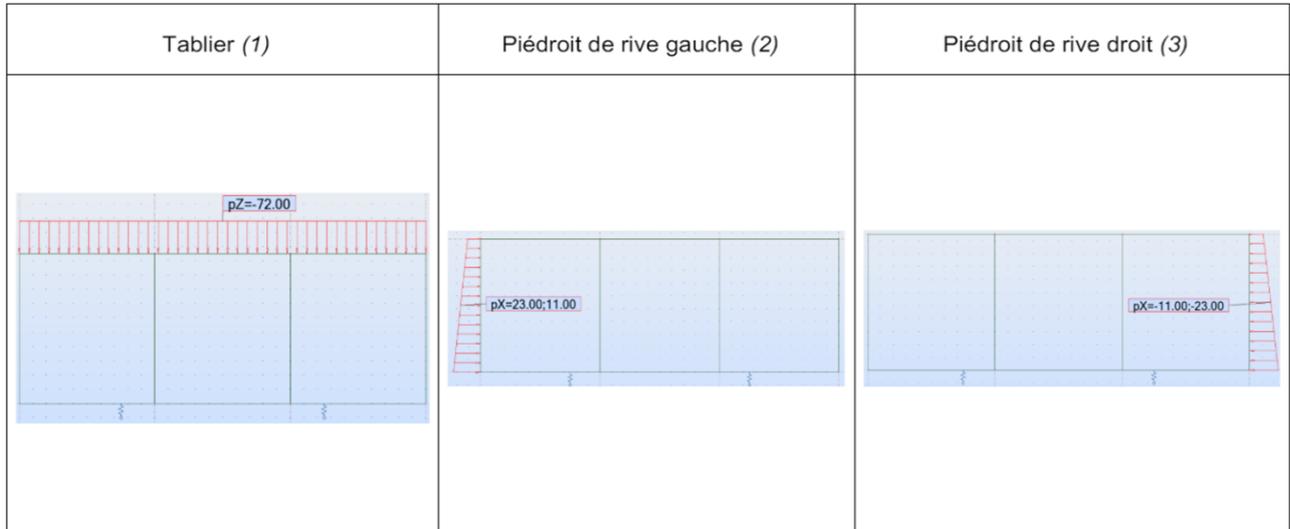


Figure 4.8: Epures montrant le chargement du tablier, du piédroit de rive gauche et du piédroit de rive droit Source : Gnanglè

Tableau 4.2 : Différentes combinaisons de chargement

Noms	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Définition
CAS 1	Combinaison linéaire	ELS	(1+2+3) *1.00
CAS 2	Combinaison linéaire	ELS	(1+2) *1.00
CAS 3	Combinaison linéaire	ELS	(1+3) *1.00
CAS 4	Combinaison linéaire	ELS	(2+3) *1.00
CAS 5	Combinaison linéaire	ELS	(2) *1.00
CAS 6	Combinaison linéaire	ELS	(3) *1.00
CAS 7	Combinaison linéaire	ELS	(1) *1.00

**NB** : Les numéros 1, 2 et 3 dans la colonne de droite correspondent aux chargements dans le tableau précédant celui-ci.

Les divers cas de chargement sont à l'ELS car la fissuration préjudiciable donc l'ELS représente la combinaison défavorable

#### 4.4 MODELISATION

Le collecteur a été modélisé en cadre et les calculs de sollicitations sont réalisés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2015 sur une bande de 1,00m de largeur.

#### 4.5 RESULTATS

##### 4.5.1 Diagramme des moments fléchissants sous l'effet de la charge linéaire sur le cadre

###### 4.5.1.1 Épure enveloppe des moments fléchissants

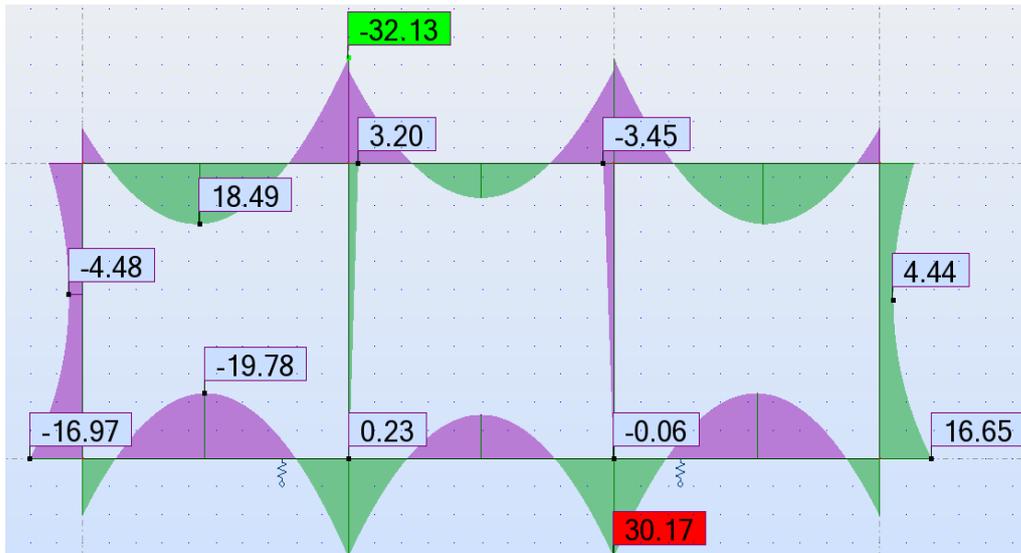


Figure 4.9 : Epures enveloppe des moments fléchissants

###### 4.5.1.2 Épure enveloppe des efforts tranchants

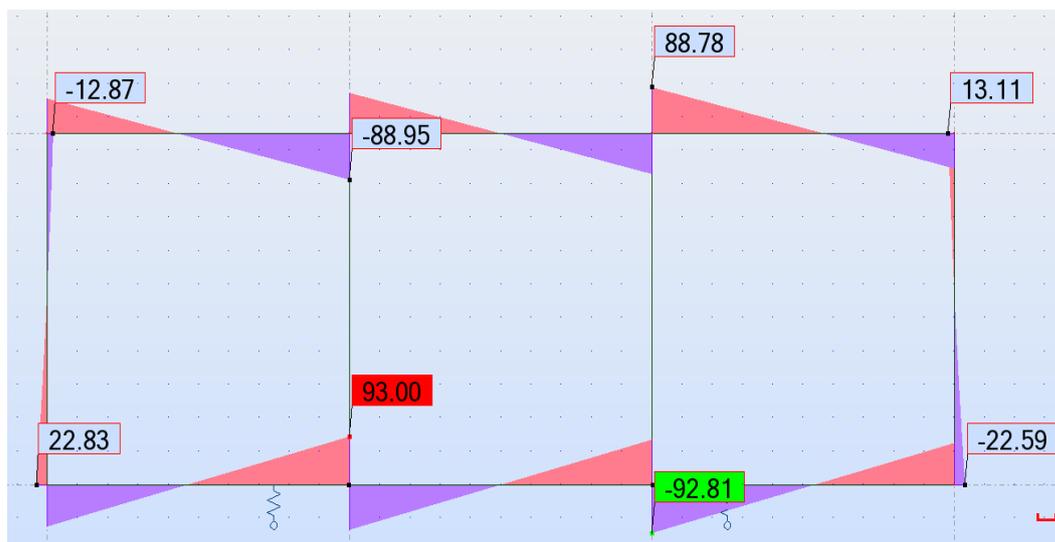


Figure 4.10 : Epures enveloppe des efforts tranchants

##### 4.5.2 Récapitulatif des sollicitations

###### 4.5.2.1 Sollicitations sur le cadre

Tableau 4.3: Moments fléchissants et efforts tranchants dans les parties du collecteur

Parties d'ouvrage	$M_y$ max (+) [kN.m]	$M_y$ max (-) [kN.m]	$T_z$ max
Tablier	18,49	32,13	88,95
Radier	30,17	19,78	93
Piédroits de rive	16,65	16,97	

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement dans le tablier et le radier

Elle est vérifiée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd_0} \leq 0,05f_{c28}$$

#### 4.6 DETERMINATION DES SECTIONS D'ACIER

*Tablier (en travée)*

##### 4.6.1 Dimensionnement à l'ELS

###### 4.6.1.1 Tablier

- *Travée*

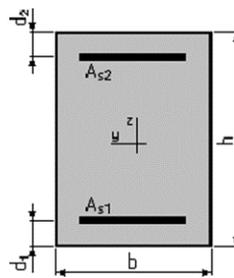


Figure 4.11 : Coupe transversale d'une section d'ouvrage

Tableau 4.4 : Dimensionnement des éléments de structures du collecteur

Données			
Largeur de la poutre	b =	1,00	m
Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,23	m
Hauteur utile des aciers comprimés			
(si nécessaire)	d' =	0,03	m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25	MPa
Moment de service	Mser =	0,01849	MN.m
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type:	1	
Calcul des contraintes admissibles			
(0,6 x Fc28)	$\sigma_{bc} =$	15	MPa
0,6 + (0,06 x Fc28)	Ft28 =	2,10	MPa
FP = mini (2/3 Fe; maxi (1/2 Fe; 110 x (( $\eta$ x Ftj) ^1/2 )))			
FTP = 0,80 x $\sigma_{st}$ (FP)	$\sigma_{st} =$	201,63	MPa
Paramètres caractéristiques de la section			
$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15 ))$	$\alpha =$	0,527	
d x $\alpha$	y =	0,119	m
d - (y / 3)	Zb =	0,185	m
$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha (1 - (\alpha / 3)) \times d^2$	Mrbser =	0,165	MN.m
si Mrbser > Mser			
=>> Pas d'aciers comprimés			
si Mrbser < Mser	Système d'armatures retenu		
=>> Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés		
Détermination des sections théoriques d'aciers			
si pas d'aciers comprimés =>>			

Tableau 4.4 : Dimensionnement des éléments de structures du collecteur (suite)

• *Appuis*

Données			
Largeur de la poutre	b =	1,00	m
Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,23	m
Hauteur utile des aciers comprimés			
(si nécessaire)	d' =	0,03	m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25	MPa
Moment de service	Mser =	0,03212	MN.m
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type:	1	
Calcul des contraintes admissibles			
(0,6 x Fc28)	$\sigma_{bc} =$	15	MPa
0,6 + (0,06 x Fc28)	Ft28 =	2,10	MPa
FP = mini (2/3 Fe; maxi (1/2 Fe 110 x (( $\eta \times Ft_j$ ) ^1/2 )))			
FTP = 0,80 x $\sigma_{st}$ (FP)	$\sigma_{st} =$	201,63	MPa
Paramètres caractéristiques de la section			
$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + \sigma_{st} / 15)$	$\alpha =$	0,527	
d x $\alpha$	y =	0,119	m
d - (y / 3)	Zb =	0,185	m

$0,5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha (1 - (\alpha / 3)) \times d^2$	Mrbser =	0,165	MN.m
si Mrbser > Mser			
=>> Pas d'aciers comprimés			
si Mrbser < Mser	Système d'armatures retenu		
=>> Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés		
Détermination des sections théoriques d'aciers			
si pas d'aciers comprimés =>>			
Mser / ( $\sigma_{st} \times Z_b$ )			
si aciers comprimés nécessaires =>>			
[ Mrbser / ( $\sigma_{st} \times Z_b$ ) ] + [(Mser - Mrbser) /			

Tableau 4.4: Denoncement des elements de structures du collecteur (suite)

$(\sigma_{st} \times (d - d'))]$	Ast =	8,59	cm <sup>2</sup>
$15 \times [(\sigma_{bc} \times (y - d')) / y]$	$\sigma_{sc} =$	0,00	MPa
$(M_{ser} - M_{rbser}) / (\sigma_{sc} \times (d - d'))$	Asc =	0,00	cm <sup>2</sup>
$M_{ser} - M_{rbser} < 0.4 \times M_{ser}$	vérifié		
Acier de répartition	Ast min =	2,72	cm <sup>2</sup>
	Ast retenu =	8,59	cm <sup>2</sup>
	$A_r = \frac{AS}{4}$	2,15	cm <sup>2</sup>

#### 4.5.1.2 Radier

- *Travée*

Données			
Largeur de la poutre	b =	1,00	m
Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,23	m
Hauteur utile des aciers comprimés			
(si nécessaire)	d' =	0,03	m
Contrainte de l'acier utilisé	$F_e =$	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours	$F_{c28} =$	25	MPa
Moment de service	$M_{ser} =$	0,01978	MN.m
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type:	1	
Calcul des contraintes admissibles			

Tableau 4.4 : Dimensionnement des éléments de structures du collecteur (suite)

$(0,6 \times F_{c28})$	$\sigma_{bc} =$	15	MPa
$0,6 + (0,06 \times F_{c28})$	$F_{t28} =$	2,10	MPa
FP = mini (2/3 Fe; maxi (1/2 Fe; $110 \times ((\eta \times F_{tj})^{1/2}))$ )			
FTP = $0.80 \times \sigma_{st}$ (FP)	$\sigma_{st} =$	201,63	MPa
Paramètres caractéristiques de la section			
$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$	$\alpha =$	0,527	
$d \times \alpha$	$y =$	0,119	m
$d - (y / 3)$	$Z_b =$	0,185	m
$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha (1 - (\alpha / 3)) \times d^2$	$M_{rbser} =$	0,165	MN.m
si $M_{rbser} > M_{ser}$			
=>> Pas d'aciers comprimés			
si $M_{rbser} < M_{ser}$	Système d'armatures retenu		
=>> Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés		
Détermination des sections théoriques d'aciers			
si pas d'aciers comprimés =>>			
$M_{ser} / (\sigma_{st} \times Z_b)$			
si aciers comprimés nécessaires =>>			
$[ M_{rbser} / (\sigma_{st} \times Z_b) ] + [(M_{ser} - M_{rbser}) / (\sigma_{st} \times (d - d'))]$	$A_{st} =$	5,29	cm <sup>2</sup>
$15 \times [ (\sigma_{bc} \times (y - d')) / y ]$	$\sigma_{sc} =$	0,00	MPa
$(M_{ser} - M_{rbser}) / (\sigma_{sc} \times (d - d'))$	$A_{sc} =$	0,00	cm <sup>2</sup>
$M_{ser} - M_{rbser} < 0.4 \times M_{ser}$	vérifié		
Acier de répartition	$A_{st \text{ min}} =$	2,72	cm <sup>2</sup>
	$A_{st \text{ retenu}} =$	5,29	cm <sup>2</sup>
	$A_r = \frac{A_s}{4}$	1,322	cm <sup>2</sup>

Tableau 4.4 : Dimensionnement des éléments de structures du collecteur (suite)

• *Appuis*

Données			
Largeur de la poutre	b =	1,00	m
Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,23	m
Hauteur utile des aciers comprimés			
(si nécessaire)	d' =	0,03	m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25	MPa
Moment de service	Mser =	0,03017	MN.m
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type:	1	
Calcul des contraintes admissibles			
(0.6 x Fc28)	$\sigma_{bc} =$	15	MPa
0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 =	2,10	MPa
FP = mini (2/3 Fe; maxi (1/2 Fe; 110 x (( $\eta$ x Ftj) ^1/2 )))			
FTP = 0.80 x $\sigma_{st}$ (FP)	$\sigma_{st} =$	201,63	MPa
Paramètres caractéristiques de la section			
$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$	$\alpha =$	0,527	
d x $\alpha$	y =	0,119	m
d - (y / 3)	Zb =	0,185	m
$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha (1 - (\alpha / 3)) \times d^2$	Mrbser =	0,165	MN.m
si Mrbser > Mser			
=>> Pas d'aciers comprimés			
si Mrbser < Mser	Système d'armatures retenu		
=>> Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés		
Détermination des sections théoriques d'aciers			
si pas d'aciers comprimés =>>			
Mser / ( $\sigma_{st} \times Zb$ )			
si aciers comprimés nécessaires =>>			

Tableau 4.4: Denoncement des elements de structures du Collecteur (suite)

$[ Mrbser / (\sigma_{st} \times Zb) ] + [(Mser - Mrbser) /$			
$(\sigma_{st} \times (d - d' ))]$	Ast =	8,07	cm <sup>2</sup>
$15 \times [ (\sigma_{bc} \times (y - d')) / y]$	$\sigma_{sc} =$	0,00	MPa
$(Mser - Mrbser) / (\sigma_{sc} \times (d - d' ))$	Asc =	0,00	cm <sup>2</sup>
$Mser - Mrbser < 0.4 \times Mser$	vérifié		
	Ast min =	2,72	cm <sup>2</sup>
	Ast retenu =	8,07	cm <sup>2</sup>
Acier de répartition	$A_r = \frac{A_s}{4}$	2,02	cm <sup>2</sup>

#### 4.6.1.2 Piédroits de rive

- *Travée*

Données			
Largeur de la poutre	b =	1,00	m
Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,23	m
Hauteur utile des aciers comprimés			
( si nécessaire )	d' =	0,03	m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25	MPa
Moment de service	Mser =	0,01093	MN.m
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type:	1	
Calcul des contraintes admissibles			
$\frac{(0.6 \times Fc28)}{0.6 + (0.06 \times Fc28)}$	$\sigma_{bc} =$	15	MPa
	Ft28 =	2,10	MPa
FP = mini (2/3 Fe; maxi (1/2 Fe; 110 x (( $\eta \times Ftj$ ) ^1/2 )))			
FTP = 0.80 x $\sigma_{st}$ (FP)	$\sigma_{st} =$	201,63	MPa
Paramètres caractéristiques de la section			
$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15 ))$	$\alpha =$	0,527	
d x $\alpha$	y =	0,119	m
d - (y / 3)	Zb =	0,185	m
$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha (1 - (\alpha / 3)) \times d^2$	Mrbser =	0,165	MN.m

Tableau 4.4: Denoncement des elements de structures du collecteur (suite)			
si Mrbser > Mser			
=>> Pas d'aciers comprimés			
si Mrbser < Mser	Système d'armatures retenu		
=>> Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés		
Détermination des sections théoriques d'aciers			
si pas d'aciers comprimés =>>			
Mser / (σst x Zb)			
si aciers comprimés nécessaires =>>			
[ Mrbser / (σst x Zb) ] + [(Mser - Mrbser) / (σst x (d - d' ) )]	Ast =	2,92	cm <sup>2</sup>
15 x [ (σbc x (y - d')) / y]	σsc =	0,00	MPa
(Mser - Mrbser) / (σsc x (d - d' ) )	Asc =	0,00	cm <sup>2</sup>
Mser - Mrbser < 0.4 x Mser	vérifié		
Acier de répartition	Ast min =	2,72	cm <sup>2</sup>
	Ast retenu =	2,92	cm <sup>2</sup>
	$A_r = \frac{A_s}{4}$	0,73	cm <sup>2</sup>

- *Appuis*

Données			
Largeur de la poutre	b =	1,00	m
Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,23	m
Hauteur utile des aciers comprimés			
(si nécessaire)	d' =	0,03	m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25	MPa
Moment de service	Mser =	0,01697	MN.m
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type:	1	
Calcul des contraintes admissibles			
(0.6 x Fc28)	σbc =	15	MPa
0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 =	2,10	MPa

Tableau 4.4: Denoncement des elements de structures du collecteur (suite)			
$FP = \min(2/3 F_e; \max(1/2 F_e; 110 \times ((\eta \times Ft_j)^{1/2})))$			
$FTP = 0.80 \times \sigma_{st} (FP)$	$\sigma_{st} =$	201,63	MPa
<b>Paramètres caractéristiques de la section</b>			
$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$	$\alpha =$	0,527	
$d \times \alpha$	$y =$	0,119	m
$d - (y / 3)$	$Z_b =$	0,185	m
$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha (1 - (\alpha / 3)) \times d^2$	$M_{rbser} =$	0,165	MN.m
si $M_{rbser} > M_{ser}$			
<b>=&gt;&gt; Pas d'aciers comprimés</b>			
si $M_{rbser} < M_{ser}$	Système d'armatures retenu		
=>> Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés		
<b>Détermination des sections théoriques d'aciers</b>			
si pas d'aciers comprimés =>>			
$M_{ser} / (\sigma_{st} \times Z_b)$			
si aciers comprimés nécessaires =>>			
$[M_{rbser} / (\sigma_{st} \times Z_b)] + [(M_{ser} - M_{rbser}) / (\sigma_{st} \times (d - d'))]$	$A_{st} =$	4,54	cm <sup>2</sup>
$15 \times [(\sigma_{bc} \times (y - d')) / y]$	$\sigma_{sc} =$	0,00	MPa
$(M_{ser} - M_{rbser}) / (\sigma_{sc} \times (d - d'))$	$A_{sc} =$	0,00	cm <sup>2</sup>
$M_{ser} - M_{rbser} < 0.4 \times M_{ser}$	vérifié		
	$A_{st \text{ min}} =$	2,72	cm <sup>2</sup>
	$A_{st \text{ retenu}} =$	4,54	cm <sup>2</sup>
	$A_r = \frac{A_s}{4}$	1,135	cm <sup>2</sup>
Acier de répartition			

#### 4.6.1.3 Piedroit intermédiaire

- *Travée et appuis*

Données			
Largeur de la poutre	$b =$	1,00	m
Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0,23	m
Hauteur utile des aciers comprimés			

Tableau 4.4: Denoncement des elements de structures du Collecteur (suite et fin)

(si nécessaire)	d' =	0,03	m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400	MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25	MPa
Moment de service	Mser =	0,00345	MN.m
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type:	1	
Calcul des contraintes admissibles			
(0.6 x Fc28)	$\sigma_{bc} =$	15	MPa
0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 =	2,10	MPa
FP = mini (2/3 Fe; maxi (1/2 Fe; 110 x (( $\eta \times Ft_j$ ) ^1/2 )))			
FTP = 0.80 x $\sigma_{st}$ (FP)	$\sigma_{st} =$	201,63	MPa
Paramètres caractéristiques de la section			
$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15 ))$	$\alpha =$	0,527	
d x $\alpha$	y =	0,119	m
d - (y / 3)	Zb =	0,185	m
$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha (1 - (\alpha / 3)) \times d^2$	Mrbser =	0,165	MN.m
si Mrbser > Mser			
=>> Pas d'aciers comprimés			
si Mrbser < Mser	Système d'armatures retenu		
=>> Aciers comprimés nécessaires	Pas d'aciers comprimés		
Détermination des sections théoriques d'aciers			
si pas d'aciers comprimés =>>			
Mser / ( $\sigma_{st} \times Zb$ )			
si aciers comprimés nécessaires =>>			
[ Mrbser / ( $\sigma_{st} \times Zb$ ) ] + [(Mser - Mrbser) / ( $\sigma_{st} \times (d - d' )$ )]	Ast =	0,92	cm <sup>2</sup>
15 x [ ( $\sigma_{bc} \times (y - d')$ ) / y]	$\sigma_{sc} =$	0,00	MPa
(Mser - Mrbser) / ( $\sigma_{sc} \times (d - d' )$ )	Asc =	0,00	cm <sup>2</sup>
Mser - Mrbser < 0.4 x Mser	vérifié		
	Ast min =	2,72	cm <sup>2</sup>
	Ast retenu =	2,72	cm <sup>2</sup>
Acier de répartition	$A_r = \frac{A_s}{4}$	0,68	cm <sup>2</sup>

#### 4.6.2 Calculs des armatures du collecteur

Tableau 4.5: Détail des diamètres d'armatures du collecteur 3x150x160

b(m) = 3 x 1,50

h(m) = 1,60

h remblai (m) = 0,00 à 1,00

ELEMENTS	Position dela fibre	Section théorique (cm <sup>2</sup> /ml)	Type HA	Espacement (cm)	Section théorique majorée de12%	Section réelle (cm <sup>2</sup> /ml)
RADIER	Supérieure	5,29	12	15	5,9248	7,92
	Inférieure	8,07	14	15	9,0384	10,78
	Aciers de répartition	2,02	10	20	2,2624	3,93
TABLIER	Supérieure	8,59	14	15	9,6208	10,78
	Inférieure	4,94	12	15	5,5328	7,92
	Aciers de répartition	2,15	10	20	2,408	3,93
PIEDROITS INTERMEDIAIRES	Extérieure	2,72	12	20	3,0464	5,65
	Intérieur	2,72	12	20	3,0464	5,65
	Aciers de répartition	0,68	10	20	0,7616	3,93
PIEDROITS DE RIVE	Extérieure	4,54	12	15	5,0848	7,92
	Intérieur	2,92	12	15	3,2704	7,92
	Aciers de répartition	1,135	10	20	1,2712	3,93

#### 4.7 CONCLUSION

Au terme de l'étude structurale du collecteur cadre de tablier circulaire de la rue 4028-4026, à Enangnon Fifadji-Houto dans le 4<sup>e</sup> arrondissement de Cotonou, nous aboutir à un ouvrage d'assainissement qui comportera dans sa squelette les armatures suivantes :

- Radier : des aciers à haute adhérence de 12 mm de diamètres, espacés de 15cm dans le lit supérieur ;  
des aciers à haute adhérence de 14 mm de diamètres, espacés de 15cm dans le lit inférieur ;  
des aciers de répartition à haute adhérence de 10 mm de diamètre, espacés de 20 cm ;
- Tablier : des aciers à haute adhérence de 14 mm de diamètres, espacés de 15cm dans le lit supérieur ;  
des aciers à haute adhérence de 12 mm de diamètres, espacés de 15cm dans le lit inférieur ;  
des aciers de répartition à haute adhérence de 10 mm de diamètre, espacés de 20 cm ;
- Piedroits intermédiaires : des aciers à haute adhérence de 12 mm de diamètres, espacés de 20 cm dans le lit extérieur ;  
des aciers à haute adhérence de 12 mm de diamètres, espacés de 20 cm dans le lit intérieur ;  
des aciers de répartition à haute adhérence de 10 mm de diamètre, espacés de 20 cm ;
- Piedroits de rive : des aciers à haute adhérence de 12 mm de diamètres, espacés de 15 cm dans le lit extérieur ;  
des aciers à haute adhérence de 12 mm de diamètres, espacés de 15 cm dans le lit intérieur ;  
des aciers de répartition à haute adhérence de 10 mm de diamètre, espacés de 20 cm ;

## CONCLUSION GENERALE

La présente étude a mis en exergue la nécessité de l'amélioration du cadre de vie des populations du quartier Enagnon- Fifadji dans le 4<sup>e</sup> arrondissement de Cotonou par la construction du collecteur 3x150x160 sur la rue 4028-4026, dont une partie du tablier est carrossable sur 700 mètres linéaires et les deux cents mètres restants est aménagée en pavés ainsi que l'aménagement des rues 2012 et 4020 selon l'adressage municipal.

A terme, nous notons que l'aménagement de ces différentes rues a conduit à des travaux importants :

- l'assainissement de 4 rues principales dans ce quartier de Cotonou à savoir les rues 4012, 4020, 4028 et 4026 ;
- la construction du collecteur cadre 3x150x160 qui draine en même temps les eaux de pluies de tout le bassin versant constitué par la zone d'étude mais aussi qui sert de voies pour faciliter la mobilité des populations,
- la réalisation de deux différents types de structure de chaussée dans le cadre de la construction de la rue objet de la présente étude qui relie le quartier Jak à l'ancien pont de Cotonou à savoir une chaussée rigide constituée par le tablier carrossable du collecteur cadre, et une chaussée souple, la chaussée en pavé aménagée sur le collecteur sur les 200 ml finaux.

Ce projet a permis la mise en place de candélabre solaires sur un côté de chacune des voies réglant en partie le problème d'éclairage dans nos quartiers , la mise en terre de plants de diverses essences aux abords des voies, autour du terrain de sport des jeunes et dans les écoles primaires et collèges publics, pour palier aux problèmes climatiques , l'installation des signalisations routières verticale, panneaux de signalisation, et horizontales, les marquages au sol sur les ralentisseurs érigés avant et après les écoles, les lieux de culte, contribuent à la sécurisation des usagers des voies.

Le deuxième axe de ce travail concerne la structure adoptée pour les chaussées souples qui consiste en des couches de chaussée en matériaux localement disponible et répondant aux prescriptions réglementaires. On a donc :

- un revêtement en pavés rectangulaire grands et petits de 11 cm pour les chaussées et en pavés rectangulaires grands et petits de 8 cm d'épaisseur pour les trottoirs ;
- un lit de pose en sable lagunaire de 3 cm d'épaisseur en moyenne ;
- une couche de base en silteux amélioré au ciment 5% de 15 cm d'épaisseur ;
- une couche de fondation en grave non traitée 0/31, de 20 cm, reposant sur une plateforme de type PF2.

Le troisième axe de cette étude, concerne l'assainissement des rues 4012 et 4020 et la 4028-4026 composé de :

- 900ml de collecteur triple cellules de 3x150x160, de 1 221 ml de caniveaux de type 80x80 et de 35 regards reliés au collecteur pour le drainage longitudinal des chaussées et leurs environs.

## **BIBLIOGRAPHIE**

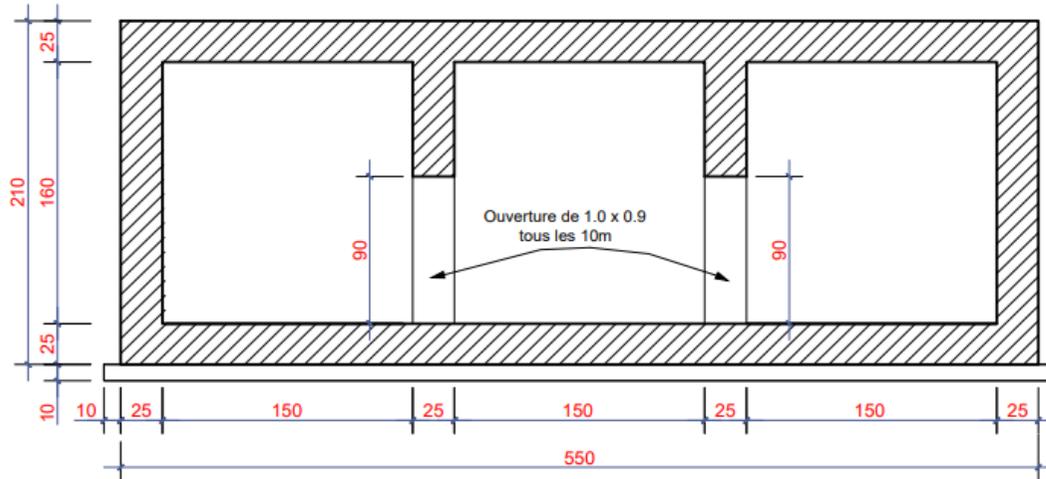
- Sakaryaou ABOU (2023), études techniques d'aménagement de la rue 7A reliant le carrefour pharmacie Tokpota-Davo à la place de l'indépendance et d'ouvrages de franchissement de la dépression de Zounvi à Porto-Novo (1200 ml), Ingénieur de conception, Université Polytechnique d'Abomey-Calavi (EPAC), Bénin ;
- Ecole Marocaine des Sciences de l'Ingénieur (EMSI), (2016), Cours d'assainissement ;
- BCEOM, 1981, Hydraulique routière - Rapport d'Avant-Projet Détaillé et Annexes (Version révisée définitive), Mai 2019 - Rapport d'Etude d'Impact Environnemental et Social (EIES) approfondie (Version provisoire), Janvier 2019 ;
- La gestion des eaux pluviales en tissu urbain dense par l'emploi de techniques alternatives : deux cas d'étude, Montréal et Toulouse Angélique Aubery, mai 2016 ;
- AVODAGBE M. Fréjus D (2003), Etudes, conception et dimensionnement d'un ouvrage hydraulique de la voie pavée passant derrière la poste de Gbégamey et menant vers le boulevard du Canada (rue 11.021) : Cas du collecteur 1 x 100 x 130, Ingénieur de conception, Université Polytechnique d'Abomey-Calavi (EPAC), Bénin ;
- IGIP AFRIQUE, Mai 2019, Mission de maîtrise d'œuvre relative à l'Élaboration de l'Avant-Projet Détaillé (APD) et des Dossiers d'Appel d'Offres des ouvrages du Plan Directeur d'Assainissement pluvial de la Ville de Cotonou-LOT MO1906, Volume 1 : Rapport d'APD et Annexes Version révisée définitive ;
- Dr. MOKADEM Maamar (2020), Assainissement Urbain et initiation au logiciel « COVADIS assainissement » destiné aux étudiants de Master, Spécialité : Hydraulique,
- Laëtitia Bacot, Sylvie Barraud et Gislain Lipeme Kouyi, Gestion des eaux pluviales en ville, Observatoire de terrain en hydrologie urbaine (OTHU) ;
- Dieudonné OUEDRAOGO, (2014), Etude technique détaillée de l'assainissement pluviale du site de Basseko ;
- EPAC, (2020), Canevas de rédaction du mémoire de master et du mémoire d'ingénieur de conception grade master à l'Ecole polytechnique d'Abomey-Calavi ;
- HOUNTONDI B.1, CODO F. P.2, DAHOUNTO S. V. H.2, GBAGUIDI T. B.3, (2019), Gestion des inondations en milieu urbain : cas de la ville Cotonou au Bénin ;
- SORO Ousmane, Guide des techniques alternatives en assainissement : Viabilisation d'un site de Bouskoura ;
- ZEBIRI MOHAMED, (2019), Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement de Draa Erich et la simulation à l'aide du logiciel Sewer-Cad ;

- Fiacre Candide Mahougnon PATINVOH, (2019), Etude du dimensionnement d'un dalot 3x400x300 avec Bael 91 modifié 99 et Eurocode 2 dans le cadre du projet Guéssou-sud-Fo-bourré-Sinende (59 km) ;
- KOTY S. Damien, (2018), Dimensionnement hydrologique, hydraulique et structural d'un dalot de section 4 x (4,00 x 3,00) au PK 1325.00m de la rue 12.887 à AKOGBATO commune de Cotonou. ;

**ANNEXES ( LISTING DES PLANS D'EXECUTION  
ET PLANS DE CONCEPTION GEOMETRIQUE)**

## PLANS D'EXECUTION

### COFFRAGE CANIVEAU CADRE COLLECTEUR 3x150x160



N°	Ø	a	b	c	Parts	Long.	Barre	Long.	Poids	Poids
		m	m	m	No	m	No	m	Unitaire	Total
3 X 1.50 x 1.60										
CORPS 1ml (Collecteur Triple 1.50 x 1.60)	1	14	5.44	0.10	2	5.80	7	78.96	1.21	95.54
	2	12	5.44	0.10	2	5.74	7	78.96	0.89	70.27
	3	12	2.04	0.10	2	2.34	7	31.36	0.89	27.91
	4	12	2.04	0.10	2	2.98	7	31.36	0.89	27.91
	5	12	2.04	0.78	4	3.60	5	72.00	0.89	64.08
	6	10	1.00		2	1.00	29	58.00	0.62	35.96
	7	10	1.00		2	1.00	29	58.00	0.62	35.96
	8	10	1.00		8	1.00	8	64.00	0.62	39.68
	9	12	1.60		1	1.60	4	6.40	0.89	5.70
	10	12	0.87	0.19	1.22	1	4.36	10	43.70	0.89
Total kg										441.91

**NOTE:**  
Prévoir écarteurs 2/m<sup>2</sup> non identique

**BETON ARME**  
Résistance compression=25MPa

**ACIERS**  
Limite élasticité=400MPa

Aciers horizontaux

①

②

③

④

⑤

⑥

⑦

⑧

⑨

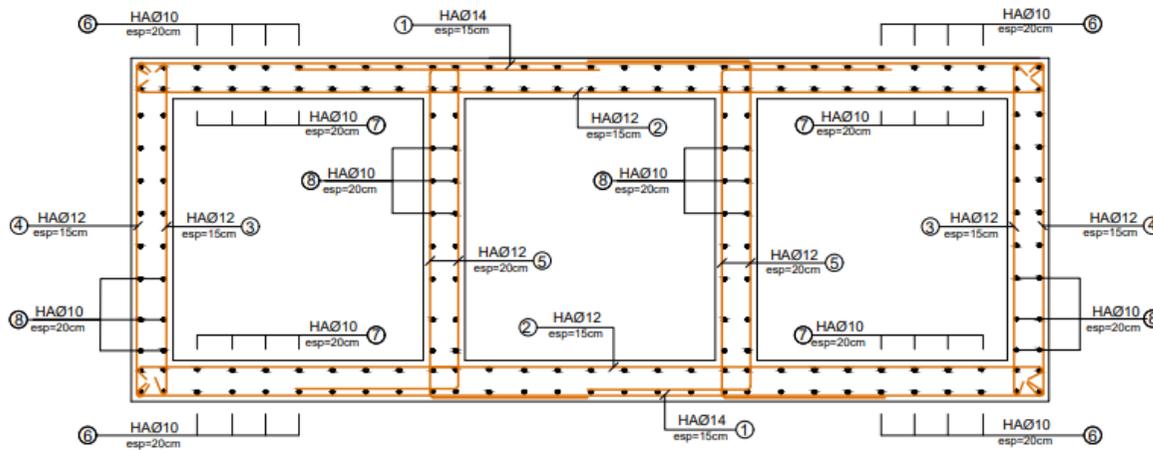
Aciers verticaux

⑩

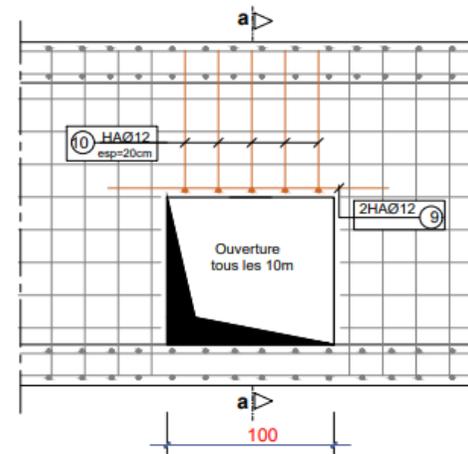
⑪

⑫

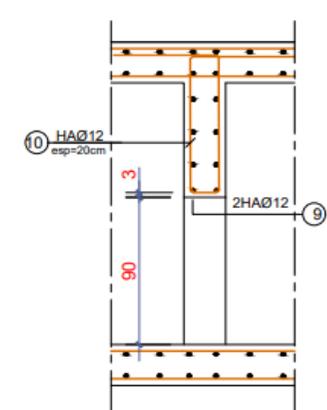
### FERRAILLAGE CANIVEAU CADRE COLLECTEUR 3x150x160



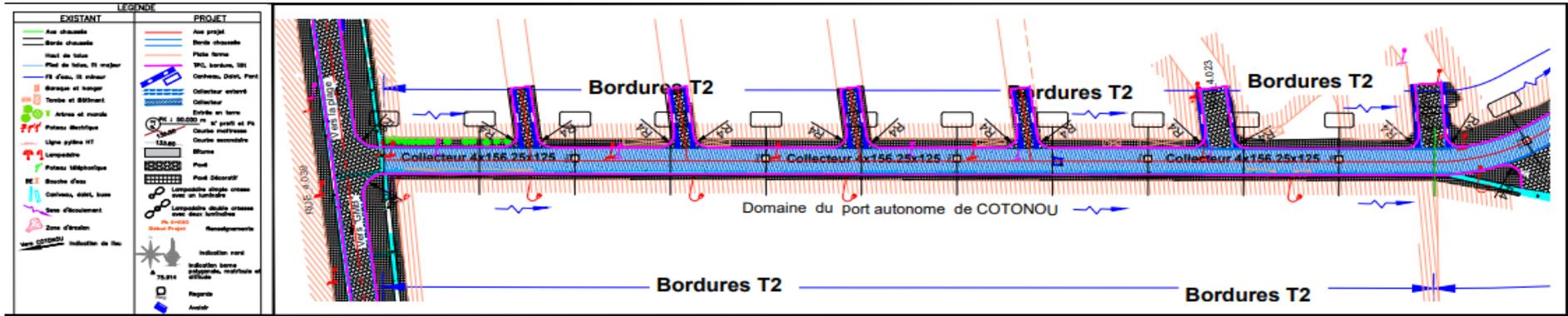
### Ferrailage Ouverture (1.00x0.9)



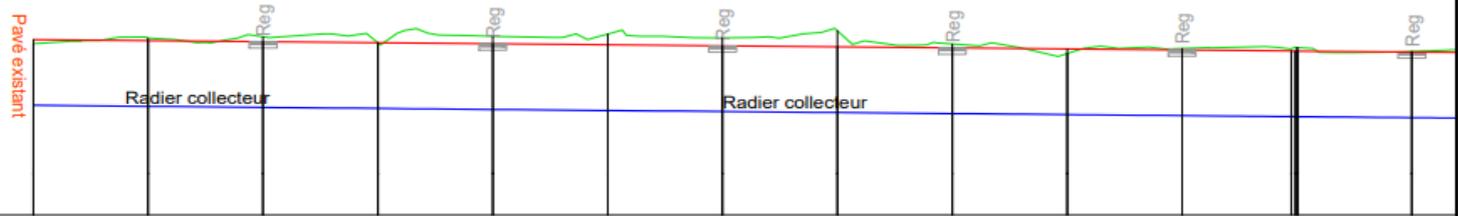
### Coupe a-a



## Tracé en plans et profils en long de la rues 4028-4026

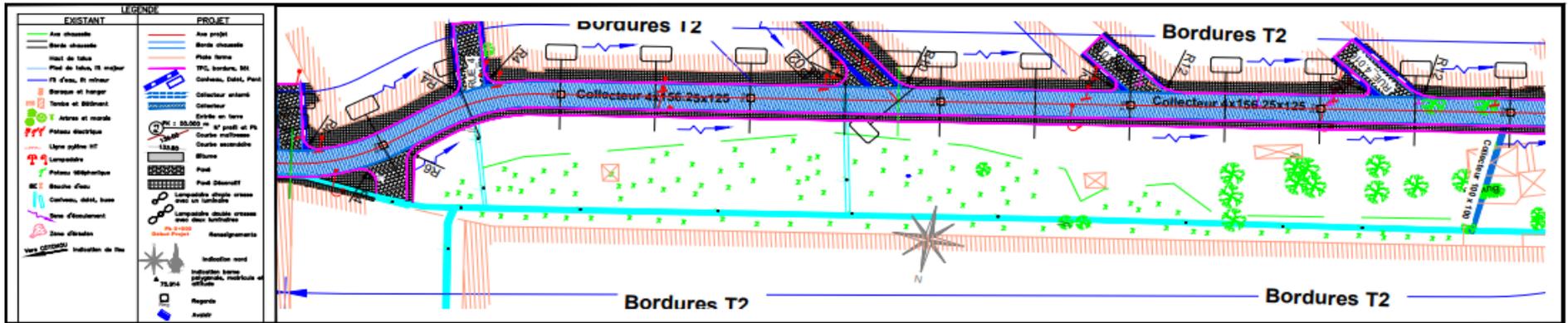


Axe : COLLECTEUR Y  
 Echelle en X : 1/1000  
 Echelle en Y : 1/100  
 FC : -2.00 m



Numéro de profils en travers	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13	
Cotes Terrain naturel	3.17	3.31	3.34	3.20	3.35	3.41	3.31	3.49	3.16	2.93	3.08	3.08	2.99	
Cotes Projet	3.27	3.24	3.22	3.19	3.17	3.14	3.12	3.09	3.07	3.04	3.02	2.99	2.97	
Distances partielles	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	
Distance cumulées	0.00	25.00	50.00	75.00	100.00	125.00	150.00	175.00	200.00	225.00	250.00	275.00	300.00	
Cotes Radier Collecteur	1.68	1.65	1.63	1.60	1.58	1.55	1.53	1.50	1.48	1.45	1.43	1.40	1.38	
Ecart radier collecteur - TN	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50	
Pentes Radier Collecteur	-1.50%													
Alignements droits et courbes	DROITE L = 53.43 m			DROITE L = 67.84 m			DROITE L = 88.90 m			DROITE L = 59.66 m			ARC R = 50.00 m L = 27.38 m	DR L = 14

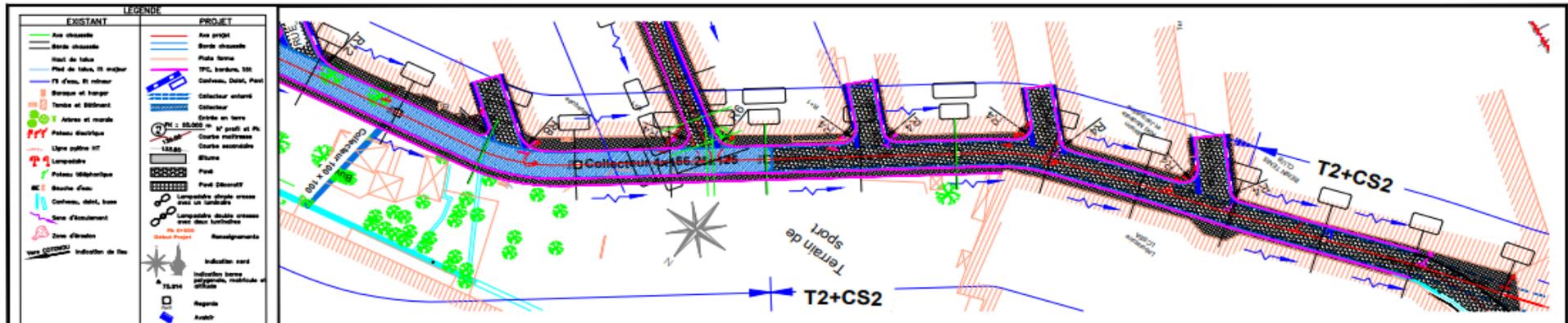
<p>REPUBLIQUE DU BENIN                  République - Justice - Travail                  MINISTRE DU CADRE DE VIE ET DE DEVELOPPEMENT DURABLE (MCDVD)                  Société des Infrastructures Routières et d'Aménagement de Territoires (SIRAT SA)                  MATRIE D'OUVRAGE DELEGUEE                  :LOGO AGETUR.jif</p>	ENTREPRISE :LOGO HNRB.jif	PROGRAMME D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE COTONOU (PAPC) CONSTRUCTION DE COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL ET D'AMENAGEMENT DE VOIES CONNEXES DANS LES BASSINS PAS ET Y DANS LA VILLE DE COTONOU LOT PAPC-BM_T01 PLAN D'EXECUTION	MISSION DE CONTROLE :LOGO SIRT TUNABR.jif	TRACE EN PLAN & PROFIL EN LONG RUE : 4.028-4.026 PK 0+000 à PK 0+300	DATE Mai 2022	N° D'OPERATION TOPO-TPT01
					ETABLI PAR HNRB	CONTROLÉ PAR :LOGO HNRB.jif



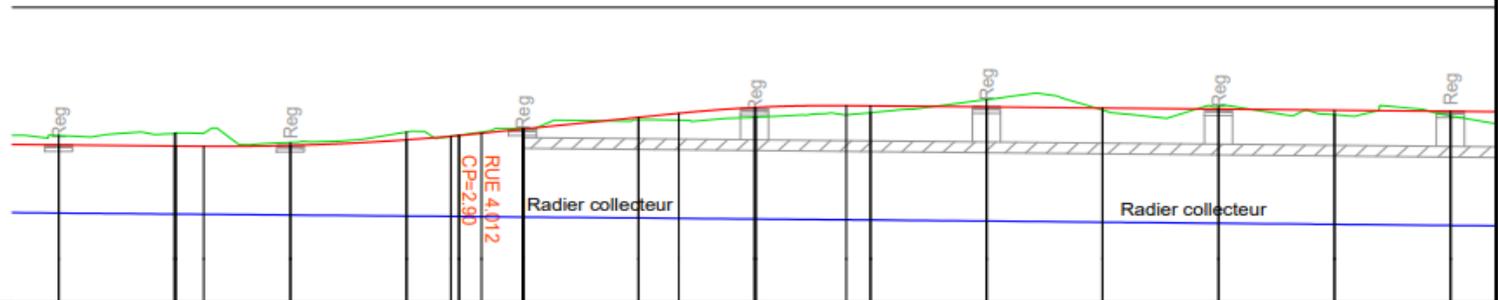
Axe : COLLECTEUR Y  
 Echelle en X : 1/1000  
 Echelle en Y : 1/100  
 PC : -2.00 m

Numéro de profils en travers	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P18-1	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25
Cotes Terrain naturel	2.99	2.92	2.85	2.85	2.85	3.06	2.98	2.96	3.05	3.25	3.20	2.90	3.02	2.90
Cotes Projet	2.97	2.94	2.92	2.90	2.87	2.85	2.83	2.82	2.80	2.78	2.75	2.73	2.70	2.68
Distances partielles		25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	14.01	10.99	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
Distance cumulées	300.00	325.00	350.00	375.00	400.00	425.00	439.01	450.00	475.00	500.00	525.00	550.00	575.00	600.00
Cotes Radier Collecteur	1.38	1.35	1.33	1.30	1.28	1.26	1.24	1.23	1.21	1.18	1.16	1.13	1.11	1.09
Ecarts radier collecteur - TN	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59	-1.59
Pentes Radier Collecteur	PENTE L = 950.70 m P = -0.10 %													
Alignements droits et courbes	DROITE L = 14.96 m			ARC R = 50.00 m L = 26.53 m		DROITE L = 278.09 m								

REPUBLIQUE DU BENIN MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS Direction des Infrastructures Routières et d'Aménagement de Tronçons (DIRAT SA) MATRE D'OUVRAGE BELGEE :LOGO AGETUR :/f	ENTREPRISE :LOGO HNRB :/f	PROGRAMME D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE COTONOU (PAPC) CONSTRUCTION DE COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL ET D'AMENAGEMENT DE VOIES CONNEXES DANS LES BASSINS PA3 ET Y DANS LA VILLE DE COTONOU LOT PAPC-BM_T01 PLAN D'EXECUTION	MISSION DE CONTROLE 	TRACE EN PLAN & PROFIL EN LONG RUE : 4.028-4.026 PK 0+300 à PK 0+600	DATE N° D'OPERATION ÉTABLI PAR CONTROLÉ PAR	Mai 2022 TOPO-TPT01 HNRB COMPLEMENT ET ETUDES A ETAP LIGNES ENVIRONNEMENT
					INDICE C No : 0521E VISA : Echelle 1/1000 12.05.2022 MEC 1/100	

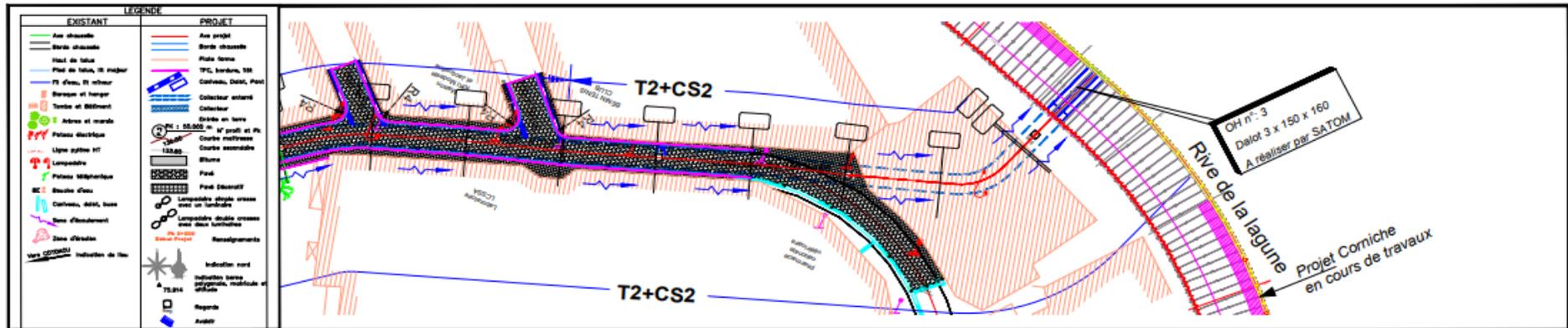


Axe : COLLECTEUR Y  
 Echelle en X : 1/1000  
 Echelle en Y : 1/100  
 PC : -2.00 m

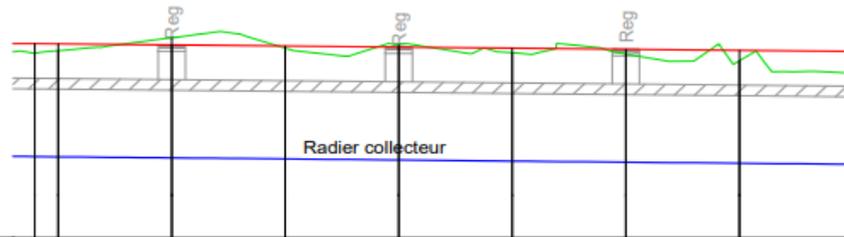


Numéro de profils en travers	P25	P26	P27	P28	P28-1	P29	P30	P31	P32	P33	P34	P35	P36	P37
Cotes Terrain naturel	2.90	2.95	2.74	2.98	2.88	3.06	3.27	3.33	3.43	3.74	3.49	3.58	3.38	3.36
Cotes Projet	2.68	2.66	2.65	2.60	2.68	2.95	3.32	3.42	3.55	3.60	3.59	3.57	3.54	3.47
Distances partielles	0	25.00	25.00	25.00	9.60	15.40	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
Distance cumulées	0.00	600.00	625.00	650.00	675.00	684.60	700.00	725.00	750.00	775.00	800.00	825.00	850.00	900.00
Cotes Radier Collecteur	1.09	1.06	1.04	1.02	1.01	0.99	0.97	0.95	0.92	0.90	0.87	0.85	0.82	0.80
Ecart radier collecteur - TN	-1.59	-1.59	-1.63	-1.78	-1.86	-2.05	-2.35	-2.61	-2.67	-2.67	-2.67	-2.67	-2.67	-2.67
Pentes Radier Collecteur														
Alignements droits et courbes	ARC R = 50.00 m L = 24.61 m		DROITE L = 112.89 m					ARC R = 50.00 m L = 16.37 m	DROITE L = 20.78 m	DROITE L = 16.73 m	DROITE L = 44.47 m		DROITE L = 19.19 m	

REPUBLIQUE DU BENIN Ministère de l'Énergie, de l'Électricité et de l'Assainissement (MEEA) Société des Infrastructures Routières et d'Assainissement de Togo Bénin (SIRAT BA) MATRIÈRE D'OUVRAGE DÉLÉGUÉE .LOGO AGETUR JM	ENTREPRISE .LOGO HNRB JM	PROGRAMME D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE COTONOU (PAPC) CONSTRUCTION DE COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL ET D'AMENAGEMENT DE VOIES CONNEXES DANS LES BASSINS PA3 ET Y DANS LA VILLE DE COTONOU LOT PAPC-BM_T01 PLAN D'EXECUTION	MISSION DE CONTROLE .LOGO MDC	TRACE EN PLAN & PROFIL EN LONG RUE : 4.028-4.026 PK 0+600 à PK 0+900	DATE : Mai 2022 N° D'OPERATION : TOPO-TPT01 ETABLI PAR : HNRB CONTROLE PAR : HNRB GROUPEMENT DE TRAVAIL : HNRB
				INDICE C N° : 00111 / 0258 / 12.06.2022 / MDC / Echelle : 1/1000 / 1/100	



Axe : COLLECTEUR Y  
 Echelle en X : 1/1000  
 Echelle en Y : 1/100  
 PC : -2.00 m



Numéro de profils en travers	P.32	P.33	P.34	P.35	P.36	P.37	P.38	P.40								
Cotes Terrain naturel	3.43	3.74	3.49	3.59	3.39	3.36	3.19	2.89								
Cotes Projet	3.60	3.59	3.57	3.54	3.52	3.49	3.44	3.41								
Distances partielles	0	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.70								
Distance cumulées	775.00	800.00	825.00	850.00	875.00	900.00	925.00	950.70								
Cotes Radier Collecteur	0.92	0.90	0.87	0.85	0.82	0.80	0.77	0.74								
Ecart radier collecteur - TN	-2.67	-2.67	-2.67	-2.67	-2.67	-2.67	-2.67	-2.67								
Pentes Radier Collecteur																
Alignements droits et courbes	ARC 50.00 m R = 16.37 m		DROITE L = 20.78 m		DROITE L = 18.73 m		DROITE L = 44.47 m		DROITE L = 19.19 m		DROITE L = 28.45 m		ARC R = 15.00 m L = 13.72 m		DROITE L = 7.83 m	

REPUBLIQUE DU BENIN République - Justice - Travail MAIRIE D'AGETUR MINISTRE DU CADRE DE VIE ET DE DEVELOPPEMENT DURABLE (MCD) / Société des Infrastructures Routières et d'Aménagement de Tourisme (SIRAT SA) MAIRIE D'AGETUR BELLECE :LOGO AGATUR.jif	<b>ENTREPRISE</b>  :LOGO HNRB.jif	<b>PROGRAMME D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL DE COTONOU (PAPC)</b> <b>CONSTRUCTION DE COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL ET D'AMENAGEMENT DE VOIES</b> <b>CONNEXES DANS LES BASSINS PA3 ET Y DANS LA VILLE DE COTONOU</b> <b>LOT PAPC-BM_T01</b>  <b>PLAN D'EXECUTION</b>	<b>MISSION DE CONTROLE</b>  :LOGO ATEP.png :LOGO UNERP.png	<b>TRACE EN PLAN &amp; PROFIL EN LONG</b>  <b>RUE : 4.028-4.026</b>  <b>PK 0+900 à PK 0+950.7</b>		DATE : Mai 2022 N° D'OPERATION : TOPO-TPT01 ETABLI PAR : HNRB CONTROLE PAR : GUYER PERRET ET ELIENNE WERT SIEGE EN BELLECE (BENIN) <b>INDICE C</b> N° : 1246.2022 / MDC / Fichic : 11060 / 11060
						<b>4/4</b>

## Table des matières

<b>SOMMAIRE .....</b>	<b>I</b>
<b>DÉDICACE.....</b>	<b>IV</b>
<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>V</b>
<b>SIGLES ET ACRONYMES.....</b>	<b>VI</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>VII</b>
<b>LISTE DES PHOTOS.....</b>	<b>VIII</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>IX</b>
<b>RÉSUMÉ.....</b>	<b>X</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>XI</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : GENRALITES SUR L'ASSAINISSEMENT URBAIN .....</b>	<b>4</b>
1.1 INTRODUCTION.....	4
1.1.1 Synthèse bibliographique sur l'assainissement urbain .....	4
1.1.2 Synthèse bibliographique sur le dimensionnement structural des collecteurs cadres d'assainissement pluvial.....	7
1.2 L'ASSAINISSEMENT LIQUIDE EN MILIEU URBAIN .....	8
1.2.1 Situation de l'assainissement dans le cycle de l'eau.....	8
1.2.2 Modes d'assainissement liquide .....	9
1.2.3 Systèmes d'assainissement liquide urbain .....	10
1.2.4 Autres systèmes d'assainissement liquide .....	13
1.2.5 Schémas des réseaux d'assainissement.....	14
1.2.6 Explications du cycle de l'eau urbaine .....	17
1.2.7 Descriptions des principaux éléments de l'infrastructure de l'assainissement pluvial .....	18
1.2.8 Techniques alternatives et stratégies.....	19
1.3 CONCLUSION .....	23
<b>CHAPITRE 2 : DEMARCHE METHODOLOGIQUE .....</b>	<b>25</b>
2.1 INTRODUCTION.....	25
2.1.1 Cadre de l'étude et présentation du projet .....	25
2.2 : GENERALITE SUR L'HYDROLOGIE ET L'HYDRAULIQUE .....	30
2.2.1 Hydrologie .....	30
2.2.2 Notion de la période de retour T.....	31
2.2.3 Courbes IDF (intensité-durée-fréquence) .....	32
2.2.4 Notion de temps de concentration .....	32
2.2.5 Notion de crue de projet .....	33
2.2.6 Méthodes d'estimation des débits de crue de projet .....	33
2.3 GENERALITES SUR L'HYDRAULIQUE ROUTIERE .....	36
2.3.1 Définition.....	36
2.3.2 Principes de base .....	36
2.3.3 Composants des systèmes hydrauliques routiers .....	37
2.3.4 Formule de Manning Strickler.....	37
2.3.5 Méthodes de calcul d'un bassin versant routier .....	37
2.3.6 Débit capable.....	38
2.3.7 Débit d'apport.....	39
2.3.8 Calcul de plusieurs bassins versants routiers .....	40

2.4	DEMARCHE METHODOLOGIQUE.....	41
2.4.1	Objectif général .....	41
2.4.2	Objectifs spécifiques.....	41
2.4.3	Méthodologie et outils de travail .....	41
2.4.4	Collecte des données .....	41
2.5	CONCLUSION .....	42
<b>CHAPITRES 3 : ETDUE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE.....</b>		<b>44</b>
3.1	INTRODUCTION.....	44
3.2	FACTEURS CLIMATIQUES ET HYDROLOGIQUES .....	44
3.2.1	Topographie.....	44
3.2.2	Caractéristiques morphologiques et géologiques.....	45
3.2.3	Tracé du bassin versant.....	45
3.2.4	Statistique des pluies annuelles.....	46
3.2.5	Statistiques des pluies mensuelles .....	48
3.2.6	Pluies saisonnières.....	48
3.2.7	Pluies extrêmes.....	49
3.2.8	Hauteur de pluie - Intensité - Durée - Fréquence.....	50
3.3	ETUDES HYDROLOGIQUE.....	51
3.3.1	Choix de la période de retour.....	51
3.3.2	Prédétermination des débits de crue de fréquence donnée .....	51
3.4	ETUDES HYDRAULIQUES .....	57
3.4.1	Dimensionnement des caniveaux ou collecteurs .....	57
3.4.2	Dimensionnement des ouvrages hydrauliques.....	60
<b>FIGURE 3.6 : SCHEMA DE DRAINAGE DU BASSIN Y .....</b>		<b>64</b>
3.5	ETUDE DES EXUTOIRES IDENTIFIES .....	65
3.6	CONCLUSION .....	65
<b>CHAPITRES 4 : ETUDE STRUCTURALE .....</b>		<b>66</b>
4.1	INTRODUCTION.....	66
4.2	DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL.....	66
4.2.1	Hypothèse de calcul .....	66
4.1.2	Géométrie de l'ouvrage .....	68
4.3	EVALUATION DES CHARGES ET SOLLICITATIONS .....	70
4.3.1	Descente des charges pour Hr = 0 m.....	70
4.3.2	Descente de charges pour Hr = 1,00m .....	73
4.3.2	Cas de chargement .....	76
4.5	RESULTATS .....	77
4.5.1	Diagramme des moments fléchissants sous l'effet de la charge linéaire sur le cadre.....	77
4.6	DETERMINATION DES SECTIONS D'ACIER.....	78
4.6.1	Dimensionnement à l'ELS.....	78
4.6.2	Calculs des armatures du collecteur .....	88
4.7	CONCLUSION .....	89

<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>90</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>92</b>
<b>TABLE DES MATIERES .....</b>	<b>100</b>