UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

«Contribution à l'évaluation de l'impact de l' aménagement des bassins versants sur la dynamique des cours d'eau : cas du bassin versant de la rivière Muha en République du Burundi.»

BIGIRIMANA, Dialo

2021-10
Université du Burundi
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/27

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

UNIVERSITE DU BURUNDI

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR



« CONTRIBUTION A L'EVALUATION DE L'IMPACT DE L'AMENAGEMENT DES BASSINS VERSANTS SUR LA DYNAMIQUE DES COURS D'EAU : CAS DU BASSIN VERSANT DE LA RIVIERE MUHA EN REPUBLIQUE DU BURUNDI. »

Par

Dialo BIGIRIMANA

Mémoire

présenté en vue d'obtenir

le diplôme de Master en Sciences de l'Ingénieur

Option : Génie civil, aménagement et maîtrise des projets.

COMPOSITION DU JURY

- Dr-Ir Henri NIYONGABO : Président
- Dr-Ir Nestor NIYONZIMA : Directeur
- Dr-Ir Jean Claude MVUYEKURE : Lecteur principal
- Dr-Ir Joseph NZEYIMANA : Membre

Bujumbura, Octobre 2021.

IDENTIFICATION DES MEMBRES DU JURY

- Dr-Ir Henri NIYONGABO : Président
- Dr-Ir Nestor NIYONZIMA : Directeur
- Dr-Ir Jean Claude MVUYEKURE : Lecteur principal
- Dr-Ir Joseph NZEYIMANA : Membre

DEDICACE

Ce travail est dédié aux chercheurs en hydrologie et hydraulique appliquées.

REMERCIEMENTS

Aucun travail de fin d'études ne peut aboutir dans l'isolement. En ce qui me concerne, l'aboutissement de ce travail a été possible grâce aux concours des différentes personnes. Ces dernières méritent une reconnaissance de ma part pour leur contribution :

- Mes sincères remerciements s'adressent à tous les enseignants ayant participés dans ma formation avec un accent particulier aux enseignants de la Faculté des Sciences de l'Ingénieur de l'Université du Burundi ;
- Des remerciements particuliers s'adressent à la personne de Dr-Ir NIYONZIMA Nestor, directeur du présent travail de fin d'études, pour avoir accepté de m'encadrer durant la préparation de ce mémoire malgré ses multiples occupations et engagements ;
- Les remerciements particuliers s'adressent également à tous les autres membres du jury de soutenance de mon travail de fin d'études du deuxième cycle universitaire pour avoir accepté de lire et d'examiner mon travail ;
- A cette belle occasion, je tiens à remercier la famille SINDAYIGAYA Déogratias pour le soutien moral et financier qu'elle m'a accordé tout le long de ma formation post-primaire ;
- Mes sincères remerciements s'adresse également à la représentation de la république populaire de Chine au Burundi, qui, sous l'égide de son excellence Monsieur l'Ambassadeur Lin Changlin, m'a accordé une assistance financière durant ma première année de master ;
- Je tiens à remercier le personnel du Bureau de Centralisation Géomatique (BCG), de l'Institut Géographique du Burundi (IGEBU) et de l'Agence Routière du Burundi pour l'accueil chaleureux qu'ils m'ont accordées à l'arrivée dans leurs institutions et pour le bon service qu'ils m'ont rendu ;
- Je ne peux pas terminer cette partie de remerciements sans exprimer ma profonde gratitude à ma regrettée grand-mère paternelle pour son soutien moral et financier malgré ses modestes moyens de subsistance ;
- Je voudrais aussi exprimer mes vifs remerciements à mes camarades de la deuxième promotion du programme de Master en Génie Civil, Aménagement et Maitrise des Projets (GCAMP) de l'Université du Burundi pour la confiance qu'ils m'avaient accordés en les servant comme délégué tout au cours de la durée de notre formation ;
- Je voudrais aussi exprimer mes vifs remerciements à ma mère et mon regretté père ainsi qu'à tous les membres de la famille NYAKAMWE Angelo qui ont contribués moralement et financièrement pour mon éducation ;
- Je tiens aussi à cœur tous ceux qui m'ont aidé moralement et financièrement dont leurs noms et personnalités n'ont pas été mentionnés dans la présente partie du travail.

A vous tous qui ont mérité ma reconnaissance, que Dieu vous inonde de bénédiction.

RESUME

Le présent travail traite de l'évaluation des impacts de l'aménagement du bassin versant de la rivière Muha sur la réponse hydrologique et de la vérification de la capacité hydraulique de transport des ouvrages de franchissement de cette rivière localisés dans sa partie aval.

Ce travail est réparti en cinq chapitres. Le premier est consacré à la revue bibliographique. Le second présente la zone d'étude et ses caractéristiques. Le troisième est consacré à l'évaluation hydrologique de l'impact de l'aménagement du bassin versant. L'avant-dernier chapitre est consacré à l'évaluation du transport solide et à la vérification de la capacité hydraulique de transport des ponts. Le dernier chapitre présente les conclusions et recommandations formulées sur base des résultants de ce travail de recherche.

Au cours du présent travail, onze situations d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha (SI, SI+NOUA, SI+Rr, SI+FA, SI+FA+Rr, SI+NOUA+Pu, SI+NOUA+Rr, SI+NOUA+FA, SI+NOUA+Pu+Rr, SI+NOUA+Pu+FA et SI+NOUA+Pu+Rr+FA) dont la plupart possèdent un effet positif sur la protection et la préservation de la qualité des sols, ont fait l'objet d'une évaluation. La réponse hydrologique a été évaluée pour une averse de période de retour de 100 ans survenue dans les conditions d'humidité moyenne par la méthode d'hydrogramme unitaire synthétique du SCS-CN.

La pluie du projet a été déterminée sur base des relevés journaliers des précipitations couvrant une période de 31ans (1971-2001) à la station de Buhonga. Cette pluie a été convertie en hyétogramme suivant la méthode de l'hyétogramme synthétique de Huff. La détermination de la pluie efficace et la décomposition de l'hyétogramme de l'averse en ses composantes ont été faites selon la méthode SCS-CN.

Les résultats obtenus nous font remarquer que l'aménagement des fosses antiérosives (SI+FA) dans la zone rurale de notre bassin versant conduira à une diminution du débit de point de 15,57% au niveau du pont Muha à la RN7. Pour les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA), le débit de point connaitra une augmentation de 1,34% au niveau du pont Muha de l'avenue du large.

Les résultats de cette étude révèlent que, pour la situation actuelle d'aménagement du bassin versant, la capacité hydraulique de transport des ouvrages de franchissement de la rivière Muha est faible au vu du débit de point obtenu (39,236 m^3/s < 112,236m^3/s pour le pont Muha de l'Avenue du large, 32,790 m^3/s < 111,207m^3/s pour le pont Muha à la RN3 et 46,588 m^3/s < 76,351m^3/s pour le pont Muha à la RN7).

Mots clés : Impact, aménagement, bassin versant, rivière Muha, réponse hydrologique, pont Muha.

ABSTRACT

This work deals with the evaluation of the impacts of the management of the watershed of the Muha River on the hydrological response and the verification of the hydraulic transport capacity of the crossing structures of this river located in its downstream part.

This work is divided into five chapters. The first is devoted to the bibliographic review. The second presents the study area and its characteristics. The third is devoted to the hydrological evaluation of the impact of watershed management. The penultimate chapter is devoted to the evaluation of solid transport and the verification of the hydraulic carrying capacity of bridges. The last chapter presents the conclusions and recommendations formulated on the basis of the results of this research work.

During the present work, eleven management situations of the Muha river watershed (SI, SI + NOUA, SI + Rr, SI + FA, SI + FA + Rr, SI + NOUA + Pu, SI + NOUA + Rr, SI + NOUA + FA, SI + NOUA + Pu + Rr, SI + NOUA + Pu + FA and SI + NOUA + Pu + Rr + FA) most of which have a positive effect on the protection and preservation of the quality of soils, have been evaluated. The hydrologic response was evaluated for a 100-year return period rainfall that occurred under medium humidity conditions by the SCS-CN synthetic unit hydrograph method.

The project rainfall was determined on the basis of daily rainfall records covering a period of 31 years (1971-2001) at the Buhonga station. This rain was converted into a hyetogram using Huff's synthetic hyetogram method. The determination of the effective rainfall and the decomposition of the rainfall hyetogram into its components were made according to the SCS-CN method.

The results obtained point out that the management of anti-erosion pits (SI + FA) in the rural area of our watershed will lead to a reduction in the point flow of 15.57% at Muha bridge on the RN7. For the current new urban orientations (SI + NOUA), the point flow will experience an increase of 1.34% at the Muha bridge on the Avenue du large.

The results of this study reveal that, for the current watershed management situation, the hydraulic transport capacity of the Muha river crossings structures is low in view of the point flow obtained (39.236 m^3 / s < 112.236m^3 / s for the Muha bridge on Avenue du large, 32.790 m^3 / s < 111.207m^3 / s for the Muha bridge on the RN3 and 46.588 m^3 / s < 76.351m^3 / s for the Muha bridge on the RN7).

Keywords: Impact, management, watershed, Muha river, hydrologic response, Muha bridge.

TABLE DES MATIERES

IDENTIFICATION DES MEMBRES DU JURY ..... **i**

DEDICACE ..... **ii**

REMERCIEMENTS ..... **iii**

RESUME ..... **iv**

ABSTRACT ..... **v**

TABLE DES MATIERES ..... **vi**

LISTE DES TABLEAUX ..... **xi**

LISTE DES FIGURES ..... **xiii**

SIGLES ET ABREVIATIONS ..... **xiv**

AVANT-PROPOS ..... **xvi**

INTRODUCTION GENERALE **1**

Contexte et problématique 1

Intérêt du sujet 2

Objectifs du sujet 3

Méthodologie adoptée 3

Matériel et outils 3

CHAPITRE I: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE **4**

I.1. Bassin versant 4

I.1.1. Définitions 4

I.1.2. Quelques caractéristiques d'un bassin versant 4

I.1.2.1. Caractéristiques de disposition dans le plan. 4

I.1.2.2. Caractéristiques des altitudes (hypsométrie) 5

I.1.2.3. Indices de pente 6

I.1.2.4. Modèle numérique de terrain 8

I.1.2.5. Réseau hydrographique 8

I.1.2.6. Temps de concentration. 9

I.2. Transformation de la pluie en débit 11

I.2.1. Fonction de production 11

I.2.2. Fonction de transfert 14

I.2.3. Courbe intensité-durée-fréquence ou courbe I-D-F 14
I.2.4. Analyse fréquentielle 16
I.2.4.1. Introduction 16
I.2.4.2. Choix de la période de retour 17
I.2.5. Construction de l'hyétogramme synthétique d'entrée 17
I.2.5.1. Introduction 17
I.2.5.2. Méthode de Huff 18
I.2.6. Débits de crue 20
I.2.6.1. Terminologie du mot hydrogramme 20
I.2.6.2. Passage de l'hydrogramme unitaire en hydrogramme synthétique 20
I.3. Aménagement des bassins versants 21
I.3.1. Introduction 21
I.3.2. Aménagement des bassins versants ruraux. 22
I.3.2.1. Mesures préventives de lutte contre l'érosion 22
I.3.2.2. Méthodes biologiques de lutte contre l'érosion 23
I.3.2.3. Méthodes physiques de lutte contre l'érosion 23
I.3.3. Aménagement des zones urbains. 25
I.4. Transport solide 26
I.4.1. Introduction 26
I.4.2. Différents modes de transport en rivière 26
I.4.3. Evaluation du transport solide 27
I.4.3.1. Formule de F. Fournier (1960) 28
I.4.3.2. Formule de GRAVILOVIC 28

CHAPITRE II: PRESENTATION ET CARACTERISATION DE LA ZONE D'ETUDE 30

II.1. Situation administrative de la zone d'étude 30
II.2. Situation géographique de la zone d'étude 31
II.3. Végétation et pratiques agricoles dans la zone d'étude 34
II.4. Urbanisation dans la zone d'étude 34
II.5. Situation géologique et pédologique de la zone d'étude 37
II.6. Hydrographie du bassin versant de la rivière Muha. 37
II.7. Synthèse des caractéristiques du bassin versant. 39
II.8. Evaluation du Curve Number caractéristique du bassin versant. 40
II.8.1. Introduction 40
II.8.2. Evaluation du Curve number en milieu rural 40
II.8.3. Evaluation du Curve number en milieu urbain. 42
II.8.4. Synthèse d'évaluation du Curve number caractéristique de notre bassin versant. 46

CHAPITRE III: EVALUATION HYDROLOGIQUE POUR DIFFERENTES CONDITIONS D'AMENAGEMENT DU BASSIN VERSANT. 47

III.1 Détermination de la pluie du projet 47
III.1.1. Analyse et prétraitement des données disponibles 47
III.1.2. Fréquence expérimentale observée 49
III.1.3. Equation générale de détermination du quartile d'une période de retour T 52
III.1.4. Valeur de k_T pour différentes lois de probabilité utilisées dans le présent travail. 52
III.1.4.1. Loi Normale ou de Gauss. 52
III.1.4.2. Loi de Gumbel ou loi doublement exponentielle. 53
III.1.4.3. Loi Log-normale ou Loi de Galton. 54
III.1.4.4. La loi de Pearson III 55
III.1.4.5. Expressions de calcul des différentes caractéristiques de la distribution 55
III.1.5. Caractéristiques de la série des valeurs expérimentales 56
III.1.6. Présentation des résultats d'analyse des précipitations. 56
III.1.7. Analyse et discussion des résultats 58

III.2. Détermination de la pluie nette 58
III.2.1. Evaluation de la pluie nette pour la situation initiale d'aménagement : S.I 58
III.2.2. Evolution de la pluie nette avec les nouvelles orientations urbaines actuelles : S.I + N.O.U.A 59
III.2.3. Evolution de la pluie nette si des réservoirs de $5m^3$ de capacité sont aménagés par chaque ménage rural : S.I+R_r 60
III.2.4. Evolution de la pluie nette en cas d'aménagement des fosses antiérosives dans la zone rurale de notre bassin versant : S.I+F.A 62
III.2.4.1. Introduction 62
III.2.4.2. Dimensionnement des fosses antiérosives 62
III.2.4.3. Résultats d'évaluation de la lame nette 64
III.2.5. Evolution de la pluie nette en cas d'aménagement combiné des fosses antiérosives et des réservoirs ménagers en milieu rural de notre bassin versant : S.I+F.A+Rr 65
III.2.6. Evolution de la pluie nette au cas où les nouvelles orientations urbaines actuelles seraient combinées aux puisards urbains : SI+NOUA+Pu 66
III.2.6.1. Introduction. 66
III.2.6.2. Présentation des résultats d'évaluation de la pluie nette 67
III.2.7. Evolution de la pluie nette si les nouvelles orientations urbaines actuelles seraient combinées à des réservoirs pour chaque ménage rural : SI+NOUA+Rr. 67
III.2.8. Evolution de la pluie nette si les nouvelles orientations urbaines seraient combinées à des fosses antiérosives rurales de notre bassin : SI+NOUA+FA. 68
III.2.9. Evolution de la pluie nette en cas de combinaison de nouvelles orientations urbaines avec les puisards urbains et des réservoirs ménagers ruraux : SI+NOUA+Pu+Rr. 68
III.2.10. Evolution de la pluie nette en cas de combinaison des nouvelles orientations urbaines actuelles avec les puisards urbains et des fosses antiérosives rurales : SI+NOUA+Pu+FA. 69

III.2.11. Evolution de la pluie nette au cas où tous les aménagements évoqués seraient combinés : SI+NOUA+Pu+FA+Rr. 69
III.2.12. Synthèse des résultats d'évaluation de la pluie nette pour différentes combinaisons d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha. 70
III.3. Evaluation du temps de concentration 71
III.4. Choix de la durée de l'averse du projet 72
III.5. Calcul de l'hydrogramme des crues par la méthode de l'hydrogramme unitaire. 73
III.5.1. Introduction. 73
III.5.2. Décomposition de la pluie brute en hyétogramme de la pluie nette par la méthode de SCS-CN. 74
III.5.3. Résultats de décomposition de la pluie brute en différentes composantes 76
III.5.3.1. Introduction 76
III.5.3.2. Résultats de décomposition de l'averse pour la situation initiale (SI) d'aménagement du bassin versant. 76
III.5.3.3. Synthèse de répartition de la pluie nette en fonction du temps 78
III.5.4. Construction de l'hydrogramme de ruissellement. 80
III.5.4.1. Introduction 80
III.5.4.2. Synthèse des débits de point pour toutes les situations d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha. 82

CHAPITRE IV: EVALUATION DU TRANSPORT SOLIDE ET DE LA CAPACITE DE TRANSPORT DES PONTS SUR LA RIVIERE MUHA. 85

IV.1. Introduction 85
IV.2. Evaluation du transport solide avec la formule de Fournier. 85
IV.3. Evaluation du transport solide avec la formule de Gravilovic. 86
IV.4. Analyse des résultats d'évaluation du transport solide 87
IV.5. Evaluation de la capacité de transport des ouvrages hydrauliques construits sur la rivière Muha 88
IV.5.1. Introduction 88
IV.5.2. Capacité de transport des ouvrages hydrauliques 88
IV.5.2.1. Introduction 88
IV.5.2.2. Calcul de la pente critique 90
IV.5.2.3. Vérification de la vitesse d'écoulement 91
IV.5.2.4. Résultats d'évaluation de la capacité de transport des ponts sur la rivière Muha au niveau de l'Avenue du large, la RN 3 et la RN7 92

CHAPITRE V: CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 97

V.1. Conclusions 97
V.2. Recommandations 99

BIBLIOGRAPHIE.....**100**

ANNEXES.....**104**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Classification des bassins versants selon ORSTOM (Laborde,2009) 7
Tableau I.2: Quelques expressions d'évaluation du temps de concentration 10
Tableau I.3: Valeur limite des précipitations définissant les conditions d'humidité du sol. 13
Tableau I.4: Quelques formes des relations I-D-F utilisées en hydrologie 15
Tableau I.5: Valeurs des constantes régionales d'ajustement de la courbe I-D-F pour la ville de Bujumbura (NSENGIYUMVA A.,2014.) 16
Tableau I.6 : Période de récurrence communément utilisée pour les quelques structures hydrauliques 17
Tableau I.7: Distribution correspondante à la courbe médiane de la pluie synthétique de Huff en fonction du temps. 19
Tableau II.1: Synthèse des caractéristiques du bassin versant de la rivière Muha 39
Tableau II.2: Taux de croissance annuel des ménages au Burundi 40
Tableau II.3: Evaluation de la surface totale bâtie pour chaque portion de la colline de recensement appartenant dans la zone rurale du bassin versant de la rivière Muha. 41
Tableau II.4: Détermination du CN caractéristique de la zone rurale du bassin versant d'étude. 42
Tableau II.5: Linéaires et emprises des routes de la zone urbaine de notre bassin versant d'étude 43
Tableau II.6: Résultat d'évaluation du CN caractéristique du milieu urbain de notre zone d'étude. 44
Tableau II.7: Synthèse d'évaluation du Curve Number global pour diverse conditions d'humidité. 46
Tableau III.1: Présentation des données pluviométriques utilisées pour ce travail. 48
Tableau III.2 : Valeurs du paramètre « α » selon les différents auteurs. 50
TableauIII.3: Valeurs des probabilités au non dépassement et de dépassement des précipitations extrêmes journalières observées 51
Tableau III.4 : Caractéristiques de la distribution de la série des précipitations. 56
Tableau III.5: Synthèse des résultats d'analyse fréquentielle des précipitations. 57
Tableau III.6: Résultats d'évaluation de la pluie nette pour la situation initiale (SI) d'aménagement. 58
Tableau III.7: Synthèse d'évaluation du CN par intégration de la nouvelle orientation urbaine actuelle. 60
Tableau III.8: Synthèse d'évaluation de la pluie nette conséquente de la nouvelle orientation urbaine actuelle. 60
Tableau III.9: Résultats d'évaluation de la lame d'eau interceptée dans les réservoirs ruraux. 61
Tableau III.10: Synthèse d'évaluation de la pluie nette résultante de l'aménagement des réservoirs de 5 m^3 pour chaque ménage rural de notre bassin versant : Si+Rr 62
Tableau III.11: Résultats de dimensionnement des fosses antiérosives. 64
Tableau III.12: Résultats d'évaluation de la lame d'eau pouvant être interceptée dans les fosses antiérosives. 64
Tableau III.13: Synthèses d'évaluation de la pluie nette résultante de l'aménagement des fosses antiérosives dans la zone rurale de notre bassin versant (SI+FA). 65
Tableau III.14: Synthèse d'évaluation de la pluie nette résultante de l'aménagement combinés des fosses antiérosives et des réservoirs dans la zone rurale de notre bassin versant (S.I+F.A+Rr). 65
Tableau III.15: Résultats d'évaluation de la lame d'eau interceptée dans les puisards des ménages urbains 66
Tableau III.16: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement des puisards urbains combinés avec les nouvelles orientations urbaines actuelles. 67

Tableau III.17: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement des réservoirs en milieu rural pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+Rr). 67
Tableau III.18: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement des fosses antiérosives en milieu rural pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+FA). 68
Tableau III.19: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement combiné des puisards en milieu urbain et des réservoirs en milieu rural pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+Pu+Rr). 68
Tableau III.20: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement combiné des puisards urbains et des fosses antiérosives rurales pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+Pu+FA). 69
Tableau III.21: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement combiné des puisards urbains, des fosses antiérosives et réservoirs ruraux pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+Pu+FA+Rr)..... 69
Tableau III.22: Synthèses de la pluie nette évaluée pour différentes combinaisons d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha..... 70
Tableau III.23: Présentation des résultats d'évaluation du temps de concentration dans le bassin versant de la rivière Muha..... 71
Tableau III.24: Résultats d'évaluation de la durée de l'averse par la loi I-D-F de la région de Bujumbura 72
Tableau III.25: Paramètres de base pour la décomposition de la pluie par la méthode SCS-CN..... 76
Tableau III.26: Répartition de la pluie du projet (T=100 ans) dans le temps et en ses composantes. .. 77
Tableau III.27: Répartition de la pluie nette en fonction du temps de l'averse pour différentes conditions d'aménagement du bassin versant..... 79
Tableau III.28: Résultats de calcul de l'hydrogramme de ruissellement de la rivière Muha au niveau du pont de l'Avenue du large (T=100 ans +AMCII+SI) 81
Tableau III.29: Synthèse des débits de point pour toutes les situations d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha..... 82
Tableau III.30: Variation relative du débit de point des différentes variantes d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha..... 83
Tableau IV.1: Estimation de la température moyenne annuelle à Buhonga 86
Tableau IV.2: Résultats d'évaluation du transport solide selon la formule de Gravilovic. 87
Tableau IV.3: Description de la géométrie et de la structure des ponts sur la rivière Muha au niveau de l'Avenue du large, la RN3 et la RN7. 88
Tableau IV.4: Tirant d'air minimal pour un pont dont la longueur est inférieure ou égale à 50m. 89
Tableau IV.5: Capacité de transport des ouvrages hydrauliques de franchissement de la rivière Muha en régime critique 92
Tableau IV.6: Vérification de la capacité de transport des ouvrages hydrauliques pour le débit du projet 93
Tableau IV.7: Débit admissible dans les ouvrages en tenant compte du critère de Vitesse 94
Tableau IV.8: Débit admissible dans l'ouvrage en tenant compte du critère de tirant d'air. 95
Tableau IV.9: Capacité hydraulique limite des ouvrages..... 96

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Allure d'une courbe hypsométrique (Laborde, 2009). 6
Figure I.2 : Différents formats de MNT (Courbes de niveau-I-, prof-II-, TIN-III-, Raster-IV-) (Kasperski J., 2008). 8
Figure I.3: Schéma global de la relation pluie -débit (C. THIRRIOT et J.-C GOUZE, 1989) 11
Figure I.4: Décomposition de la pluie brute en interception, infiltration et pluie efficace (Daynou, M. 2012) 14
Figure I.5: Fonction de transfert (Abdeddaim H., 2018). 14
Figure I.6: hydrogramme synthétique résultant de la superposition des hydrogrammes dues aux averses unitaires (Laborde, 2009). 21
Figure I.7:Quelques méthodes mécaniques de lutte contre l'érosion. 25
Figure II.1: Carte de situation administrative du bassin versant de la rivière Muha 30
Figure II.2: Carte hypsométrique du bassin versant de la rivière Muha (Zone de projet) 31
Figure II.3: Carte des pentes du bassin versant de la rivière Muha (Zone de projet). 32
Figure II.4: Carte topographique du bassin versant de la rivière Muha (Zone de projet). 33
Figure II.5: Vue générale de la zone d'étude. 35
Figure II.6 : Vue de dessus de la localité de Kanyari 35
Figure II.7: Vue de dessus de la localité de GIKOTO/GITARAMUKA 36
Figure II.8: Carte géologique de Bujumbura (SABUSHIMIKE, 2015) 37
Figure II.9: Profil en long de la rivière Muha 38
Figure III.1: Représentation graphique des résultats d'analyse fréquentielle des précipitations 57
Figure III.2: Répartition partielle de la hauteur totale de la pluie brute. 77
Figure III.3: Répartition de l'averse du projet en ses composantes par la méthode SCS-CN. 78
Figure III.4: Hydrogramme de ruissellement de la rivière Muha au niveau de l'Avenue du large pour la situation actuelle d'aménagement (T=100ans + AMC II+SI) 82

SIGLES ET ABREVIATIONS

ABM	Alternative Bloc Model
AMC	Antecedent Moisture Condition
ARB	Agence Routière du Burundi
Av.	Avenue
BCG	Bureau de Centralisation Géomatique
BRGM	Bureau de Recherche Géologique et Minière
Buja-Aero	Aéroport internationale de Bujumbura
CN	Curve Number ou Numéro de Courbe
C_r	Coefficient de Ruissellement
DTM	Digital Terrain Model
FA	Fosse Antiérosive
FAA	Federal Aviation Administration
FAO	Food for Agriculture Organization
FP	Fonction de Production
FT	Fonction de Transfert
HN	Hydrogramme Naturel ou Hauteur Nette
HS	Hydrogramme Synthétique
HU	Hydrogramme Unitaire
HUA	Hydrogramme Unitaire Adimensionnel
IA	Initial Abstraction
I-D-F	Intensité-Durée-Fréquence
IGEBU	Institut Géographique du Burundi
LCI	Le consultant Ingénierie
mi	mile (1mi=1609,344 mètres)
MINEAGRIE	Ministère de l'Environnement, de l'Agriculture et de l'Elevage
MNT	Modèle Numérique de Terrain
NOUA	Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles
NRCS	National Ressource Conservation Service
OFB	Office Français de la Biodiversité
ORSTOM	Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
PHE	Plus Hautes Eaux
Pu	Puisard Urbain
RN	Route Nationale

Rr	Réservoir Rural
SCS	Soil Conservation Service
SI	Situation Initiale ;
SI+FA	Situation Initiale en combinaison avec Fosses Antiérosives ;
SI+FA+Rr	Situation Initiale en combinaison avec les Fosses Antiérosives et les Réservoirs Ruraux ;
SI+NOUA	Situation Initiale combiné avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles ;
SI+NOUA+FA	Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Fosses Antiérosives ;
SI+NOUA+Pu	Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Puisards Urbains ;
SI+NOUA+Pu+FA +Rr	Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains, les Fosses Antiérosives et les Réservoirs Ruraux.
SI+NOUA+Pu+FA	Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains et les Fosses Antiérosives ;
SI+NOUA+Pu+Rr	Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains et les Réservoirs Ruraux ;
SI+NOUA+Rr	Situation Initiale en en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Réservoirs Ruraux ;
SI+Rr	Situation Initiale en combiné avec les Réservoirs Ruraux ;
T_c	Temps de concentration
TIN	Triangular Irregular Network
USA	United States of America

AVANT-PROPOS

L'explosion démographique conséquente de la sédentarisation et des progrès de la médecine a eu des impacts sur le milieu physique. Avec la rareté des terres cultivables et des espaces à bâtir, les humains ont été amenés à construire et à cultiver même dans des zones à fortes risques. De ce fait, les conséquences de certains aléas naturels sur les humains n'ont cessé d'augmenter.

Comme ils n'avaient pas de choix, ils ont pensé à atténuer, remédier et compenser certains impacts dont ils sont la cause. Dans les bassins versant ruraux occupés principalement par l'agriculture des régions plus pluvieuses, l'homme a adopté une série de mesures et méthodes permettant de préserver la qualité du sol par réduction de l'érosion hydrique. Dans les bassins versant urbains, malgré que chaque extension de la zone viabilisée conduit toujours à l'augmentation du taux d'imperméabilisation et par conséquent de l'augmentation des ruissellements, certains responsables environnementaux conseillent aux ménages d'atténuer ces ruissellements par l'aménagement des puisards.

Que ce soit l'aménagement rural ou urbain d'un bassin versant, il a toujours un impact sur le réseau hydrographique. Le présent travail de fin d'études, intitulé « **contribution à l'évaluation de l'impact de l'aménagement des bassins versant sur la dynamique des cours d'eau : Cas du bassin versant de la rivière Muha en république du Burundi** », s'inscrit dans le cadre de la résilience à l'aléa inondation.

Au cours du présent travail, les impacts de certains aménagements ruraux et urbains sur la réponse hydrologique ont été évalués. Il a été également question d'évaluer la capacité de transport des ouvrages hydrauliques de franchissement de la rivière Muha localisés dans sa partie aval.

INTRODUCTION GENERALE

Contexte et problématique

Avec l'explosion démographique conséquente de la sédentarisation et des progrès de la médecine, les conséquences des aléas naturels pour les humains ne cessent d'accroitre. Ces dernières dépendent de plusieurs paramètres dont le niveau d'industrialisation. Pour un même niveau d'aléa, les dégâts sont plus importants dans un pays en développement que dans un pays développé.

L'urbanisation, une des conséquences de l'industrialisation, possède une part importante pour l'accroissement des conséquences des aléas naturels pour les humains. Certaines villes, dont Bujumbura, ont été développées dans les plaines alluviales (NIBIGIRA L., 2018). Cette position les rend susceptibles de subir les conséquences de l'aléa inondation. Avec les changements climatiques, qui ont pris une ampleur considérable ces dernières décennies, les dommages causés par l'aléa inondation sont devenues de plus en plus considérables pour le monde en général et pour la ville de Bujumbura en particulier.

Etant donné que la ville de Bujumbura a été développée au bord du lac Tanganyika et qu'elle est traversée par des rivières à caractère torrentiel, elle est soumise à deux types d'inondation. Ces derniers sont les inondations de passage et celles d'occupation. Pour les premières, elles sont causées par les crues des rivières traversant la ville et pour les seconds, elles sont dues à la montée du niveau du lac Tanganyika.

Bien que l'aléa inondation soit lié aux phénomènes naturels, le risque lié à cet aléa est amplifié par des actions anthropiques dont les défauts d'aménagement et d'occupation des zones plus sensibles. Le présent travail de fin d'études intitulé « **CONTRIBUTION A L'EVALUATION DE L'IMPACT DE L'AMENAGEMENT DES BASSINS VERSANTS SUR LA DYNAMIQUE DES COURS D'EAU : CAS DU BASSIN VERSANT DE LA RIVIERE MUHA EN REPUBLIQUE DU BURUNDI** » s'inscrit dans le cadre de la résilience à l'aléa inondation de manière anticipative afin de sauver des vies et de rendre plus pérenne les ouvrages qui s'y développent.

En effet, la rivière Muha est un cours d'eau naturel qui prend source dans les contres-forts des Mirwa et se jette dans le lac Tanganyika après avoir traversée la ville de Bujumbura. Son profil en long se caractérise par une pente trop forte en amont et une pente faible en aval. Une telle configuration fait que la rivière se comporte de deux façons différentes :

- Pour la partie amont, la pente trop forte de la rivière lui donne un caractère torrentiel surtout en période de fortes précipitations. Pour cette raison, en l'absence des obstacles naturels et/ou artificiels interposés dans la direction d'écoulement, il en résulte une augmentation excessive de la vitesse d'écoulement. Cette dernière est à l'origine des phénomènes d'érosion du fond du lit et des berges dont les conséquences en amont sont essentiellement l'étranglement du lit de la rivière et les glissements de terrain des zones environnantes.
- Pour la partie aval, la pente faible de la rivière lui donne un caractère fluvial caractérisé par une faible vitesse d'écoulement. Cette dernière n'étant plus capable d'entrainer les matériaux d'érosion charriés par la rivière, ceux-ci se déposent dans son lit mineur. De ce dépôt, il en résulte une diminution de la section d'écoulement surtout aux niveaux des ouvrages hydrauliques construits sur la rivière. Une des conséquences directes de cette diminution est l'augmentation du risque de l'aléa inondation pour les riverains des zones aval de la rivière Muha.

Cette configuration de la rivière Muha n'est pas indépendante de la structure morphométrique et géologique du bassin versant dont elle draine. De ce fait, la réussite de l'aménagement de la rivière pour la résilience aux inondations doit nécessairement passer par son bassin versant d'alimentation.

Afin de se pencher sur la configuration de la rivière Muha et son bassin versant, pour l'atténuation du risque d'inondation, il a été jugé indispensable de faire une analyse quantitative de l'impact de l'aménagement du bassin versant de la rivière Muha sur sa réponse hydrologique. Dans cette analyse, l'aspect urbanisation et son évolution ne sont pas mis à l'écart.

Intérêt du sujet

Le sujet est abordé pour amener les décideurs aux différents échelons à choisir une méthode d'aménagement adaptée aux conditions hydrologiques, topographiques et géologiques du bassin versant de la rivière Muha.

L'étude vient appuyer toutes les initiatives du gouvernement dans le but de protéger les bassins versants et les ressources en eau ainsi que diminuer les inondations observées dans la ville de Bujumbura.

Objectifs du sujet

L'objectif global du présent travail est de faire une étude sur les impacts de l'aménagement du bassin versant de la rivière Muha basée sur sa réponse hydrologique.

Plus spécifiquement, ce travail vise à :

- atténuer les ruissellements dans le bassin versant ;
- atténuer les inondations ;
- évaluer le transport solide ;
- vérifier la capacité de transport des ouvrages hydrauliques construits sur la rivière Muha ;

Méthodologie adoptée

Afin d'arriver au bout de la présente étude, la démarche méthodologique qui a été suivie est la suivante :

- consultation de la documentation disponible dans la bibliothèque et sur les sites Internet (surtout google scholar) : ceci nous a permis de faire une revue de la littérature ;
- collecte des données sur Google Earth, in situ et aux seins des différentes institutions (BCG, IGEBU, ARB);
- analyse et traitement des données recueillis;
- analyse et discussion des résultats obtenus;
- formulation des conclusions et recommandations.

Matériel et outils

Afin d'atteindre les objectifs spécifiques de ce projet de fin d'études, nous nous sommes servis des matériels et outils suivants :

- un ordinateur dans lequel est installé les outils Google Earth, ArcGis et Microsoft Office;
- un smartphone dans lequel est installé l'outil GPS ;
- un carnet de terrain ;
- un ruban ;

CHAPITRE I: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Bassin versant

I.1.1. Définitions

Plusieurs définitions du bassin versant ont été proposé dans la littérature :

- Selon le **glossaire international d'Hydrologie**, le bassin versant se définit comme la surface d'alimentation d'un cours d'eau ou d'un lac.
- **Loup J. ,1974** définit le bassin versant comme la surface réceptrice des eaux qui alimentent une nappe souterraine, un lac, une rivière ou un réseau complexe, on le définit par sa morphométrie ; ses caractéristiques climatiques, sa géologie, sa végétation et ses sols.
- **Remenieras G.,1965** définit le bassin versant en un point ou plus précisément dans une section droite d'un cours d'eau comme la totalité de la surface géographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de ladite section.
- Le **dictionnaire français d'hydrologie** définit le bassin versant comme la région délimitée, drainée par un cours d'eau et ses tributaires, dont elle constitue l'aire d'alimentation (Monique Dacharry & Jean Margat, 1995).

Au cours du présent travail, nous allons considérer le bassin versant tel qu'il a été défini par Remenieras G., 1965.

Deux familles de bassin versant existent dans la littérature :

- Le bassin versant topographique ou hydrographique. Il s'agit d'un bassin versant, valable pour le cas du sous-sol imperméable, délimité par les lignes de partage des eaux (lignes de crête) et les lignes de plus grande pente (Laborde,2009). Il est seulement conditionné par la topographie.
- Le bassin versant hydrogéologique. Il est défini comme le domaine aquifère, simple, dans lequel les eaux s'écoulent vers un même exutoire ou groupe d'exutoire (glossaire international d'hydrologie de 1978). Il est délimité par les lignes de partage de eaux souterraines. En plus des considérations topographiques, des considérations d'ordre géologiques sont prises en compte pour délimiter ce genre de bassin (Laborde, 2009).

Dans la suite de ce travail, nous allons nous intéresser au bassin versant topographique.

I.1.2. Quelques caractéristiques d'un bassin versant

I.1.2.1. Caractéristiques de disposition dans le plan.

Les caractéristiques de disposition dans le plan d'un bassin versant font partie des caractéristiques morphométriques. Ces dernières ont pour but de condenser en un certain nombre de paramètres chiffrés, la fonction entre l'altitude (h) et les coordonnées (x,y) d'un point du bassin versant (Laborde, 2009).

Les caractéristiques de disposition dans le plan d'un bassin versant sont :

- **Surface (A)** : Elle est la première et la plus importante des caractéristiques. Elle s'obtient par planimétrage sur une carte topographique. Elle est souvent exprimée en km^2.
- **Périmètre (P)** : C'est une des caractéristiques des longueurs la plus utilisée. Elle correspond au contour du bassin. Le périmètre n'est généralement pas utilisé directement mais le plus souvent à travers des valeurs qui en dérivent comme la **longueur « L » et la largeur « l » du rectangle équivalent** (Laborde,2009). Ces deux dernières caractéristiques sont déterminées en résolvant le système suivant :

$$\begin{cases} L * l = A \\ 2(L + l) = P \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} L = \frac{P+\sqrt{P^2-16A}}{4} \\ l = \frac{P-\sqrt{P^2-16A}}{4} \end{cases} \quad \textbf{(I-1)}$$

- **Longueur du plus long thalweg (l_t)** : c'est la longueur totale de la ligne de plus grande pente d'une vallée, suivant laquelle se dirigent les eaux. Elle va de l'exutoire vers l'amont jusqu'à la limite du bassin.
- **Coefficient de Gravelius (Kc)** : Aussi appelé **coefficient de compacité**, c'est la caractéristique de forme la plus utilisée. Il correspond au rapport du périmètre (P) du bassin à celui d'un cercle (Pc) de même surface (Dictionnaire française d'hydrologie de surface).

$$\boldsymbol{K_c = \frac{P}{P_c}} \text{ avec } \boldsymbol{P_c = 2\pi R} \text{ où } \boldsymbol{R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}}$$

$$\Leftrightarrow \boldsymbol{K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi.A}} \cong 0,2821 \frac{P}{\sqrt{A}}} \quad \textbf{(I-2)}$$

Un K_c relativement faible (proche de 1) signifie un bassin versant plus ou moins compact. A la limite, un K_c=1 correspondrait à un bassin versant idéalement circulaire. Ainsi, les valeurs de Kc partent de 1 et augmentent au fur et à mesure que les bassins versant deviennent plus allongés. Cela influe énormément sur la forme des hydrogrammes de ruissellement.

Les bassins versants à grand coefficient de compacité sont plus allongés et connaissent donc des hydrogrammes plus ou moins aplatis, avec des débits de pointe modérés et un temps de concentration relativement élevé (NIBIGIRA L., 2018).

I.1.2.2. Caractéristiques des altitudes (hypsométrie)

Elles font également partie des caractéristiques morphométriques et sont matérialisées sur une courbe hypsométrique. Cette dernière exprime la fraction de la superficie d'un bassin située au-dessus d'une altitude donnée (Glossaire international d'hydrologie).

La courbe hypsométrique à l'allure suivant :

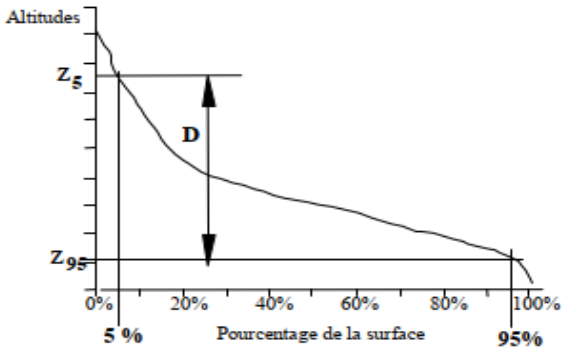


Figure I.1 : Allure d'une courbe hypsométrique (Laborde, 2009).

D est la dénivelée entre les altitudes correspondant aux 5ème et 95ème percentiles de la surface du bassin versant en pourcentage sur la courbe hypsométrique.

I.1.2.3. Indices de pente

Les indices de pentes font également partie des caractéristiques morphométriques d'un bassin versant. On distingue trois indices suivants :

a. Pente moyenne

Soit D, l'équidistance des courbes de niveau ;

Soit dj, la largeur moyenne de la bande « j » comprise entre les lignes de niveau « j » et « j+1 » ;

Soit l_j, la longueur moyenne de la bande.

La pente moyenne « n_j » sur cette bande est :

$$n_j = \frac{D}{d_j} \qquad \textbf{(I-3)}$$

La surface de la bande j est :

$$d_j * l_j = a_j \qquad \textbf{(I-4)}$$

La pente moyenne I pondérée par les surfaces est donc :

$$I = \frac{\sum n_j a_j}{\sum a_j} = \frac{\sum \frac{D d_j l_j}{d_j}}{\sum d_j l_j} = \frac{D \sum l_j}{A} \qquad \textbf{(I-5)}$$

b. Indice de pente roche Ip

Proposée par M. Roche, Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces.

La pente moyenne i sur la bande j est :

$$i_j = \frac{D}{x_j} \qquad \textbf{(I-6)}$$

La surface de cette bande est :

$$a_j = l_j * x_j \quad \textbf{(I-7)}$$

d'où expression:

$$I_p = \frac{\sum_{i=1}^{n} a_j \sqrt{i_j}}{\sum_{i=1}^{n} a_j}$$

$$\Leftrightarrow I_p = \frac{\sum_{i=1}^{n} l * x_{j*} \sqrt{\frac{D}{x_j}}}{A}$$

$$\Leftrightarrow I_p = \frac{l * \sum_{i=1}^{n} \sqrt{D} * \sqrt{x_j}}{L * l}$$

$$\Leftrightarrow I_p = \frac{\sqrt{D} * \sum_{i=1}^{n} \sqrt{x_j}}{L} \quad \textbf{(I-8)}$$

c. Indice de pente globale Ig

C'est le rapport de la dénivelée « D » telle que définie sur la courbe hypsométrique sur la longueur du rectangle équivalent :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \textbf{(I-9)}$$

Sur base de la valeur d'indice de pente globale Ig, l'ORSTOM a fait une classification des bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25km^2.

Tableau I.1: Classification des bassins versants selon ORSTOM (Laborde,2009)

R1	Relief très faible	$I_g < 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 < I_g < 0,1$
R7	Relief très fort	$0,1 < I_g$

L'indice de pente globale et celui de la roche sont étroitement corrélatifs avec un coefficient de corrélation de l'ordre de 0,99 (Laborde,2009) :

$$\boldsymbol{I_g = 0,8 * I_p^2} \quad \textbf{(I-10)}$$

I.1.2.4. Modèle numérique de terrain

Le modèle numérique de terrain (MNT), en anglais Digital Terrain Model (DTM), est une représentation de la topographie (altimétrie et/ou bathymétrie) d'une zone terrestre sous une forme adaptée à son utilisation par ordinateur (Kasperski J. ,2008).

Il existe différentes modes de représentation de MNT :

- l**es courbes de niveau** : courbes iso-altitude définies suivant une équidistance donnée ;
- **les profils parallèles:** représentation de l'altitude par des points cotés situés le long des profils dans une direction horizontale donnée ;
- **le réseau de triangle irréguliers** (Triangular Irregular Network, TIN) : représentation de la topographie par une succession de facettes triangulaires adjacentes, de forme et de tailles variables, construites à partir du nuage de points source ;
- La grille régulière (format dit raster) ou irrégulière.

Les différentes modes de représentation de MNT sont illustrées sur les figures suivantes :

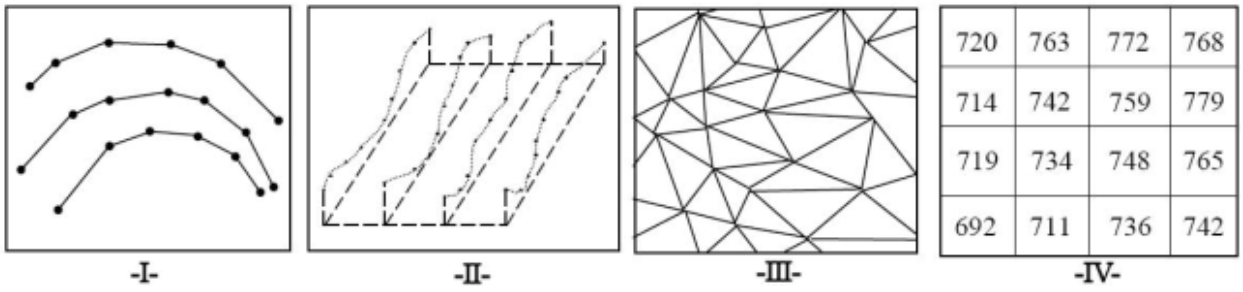


Figure I.2 : Différents formats de MNT (Courbes de niveau-I-, prof-II-, TIN-III-, Raster-IV-) (Kasperski J., 2008).

Dans la suite de ce travail, afin de faire une analyse morphométrique du bassin versant de la rivière Muha, faisant objet de la présente étude, nous nous sommes servis des données de type raster (grilles). Ces dernières nous ont été fournies par le Bureau de Centralisation Géomatique (BCG) et sont traitées par le logiciel ArcGIS.

I.1.2.5. Réseau hydrographique

Selon le glossaire international d'hydrologie, un réseau hydrographique est l'ensemble des rivières et autres cours d'eau permanents ou temporaires, ainsi que des lacs et des réservoirs, dans une région donnée.

L'une des caractéristiques du réseau hydrographique est sa hiérarchisation. Elle consiste à chiffrer la ramification du réseau en attribuant à chaque cours d'eau un numéro fonction de son importance. Cette numérotation, appelée ordre du cours d'eau, diffère selon les auteurs (Laborde, 2009).

La classification la plus utilisée est celle de Strahler. Son principe est le suivant :

- tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1 ;
- au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultat est d'ordre n+1 ;
- Un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre.

D'une façon mathématique, le principe de Strahler est résumé de la façon suivante :

$$\begin{cases} n + n = n + 1 \\ n + m = max\ (n, m) \end{cases} \quad \textbf{(I-11)}$$

Quelques autres caractéristiques du réseau hydrographique sont notamment :

- **Longueur du cours d'eau :** distance parcourue depuis la source jusqu'à l'exutoire ;
- **La densité de drainage Dd** : C'est le rapport de la longueur total des cours d'eau à la surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum l_i}{A}\ (km^{-1}) \quad \textbf{(I-12)}$$

- Le **profil en long du cours d'eau** : Il représente la variation de l'altitude du cours d'eau en fonction de sa longueur.

I.1.2.6. Temps de concentration.

Selon le glossaire international d'hydrologie, le temps de concentration désigne le temps que met le ruissellement d'une averse pour parvenir à l'exutoire depuis le point du bassin pour lequel la durée de parcours est la plus longue. C'est donc le temps mis par la particule d'eau la plus éloignée de l'exutoire pour l'atteindre (Laborde,2009).

Le temps de concentration « t_c » peut être estimé en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie nette (efficace) et la fin de ruissellement (fin de l'écoulement de surface) à partir d'un hydrogramme de crue, ou bien en utilisant les formules empiriques (Abdeddaim H. ,2018).

Quelques approches empiriques de détermination du temps de concentration sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2: Quelques expressions d'évaluation du temps de concentration

Auteur	Equation proposée	Signification et unité des paramètres	Conditions d'utilisation
Federal Aviation Administration (FAA,1970)	$T_c = 3{,}26(1{,}1 - C_r)L^{0{,}5}S_{100}^{-0{,}33}$	- T_c : temps de concentration en minutes ; - C_r : coefficient de ruissellement ; - L : longueur maximale de l'écoulement en mètres ; - S_{100} : pente du parcours de l'eau en pourcentage.	Adaptée aux petits bassins versants (Alain M. et al., 2016)
Williams (1922)	$T_c = 0{,}057LS_{100}^{-0{,}22}A^{-0.1}$	- T_c : temps de concentration en minutes ; - L : longueur du cours d'eau en mètres ; - S_{100} : pente du parcours de l'eau en pourcentage ; - A : Superficie du bassin versant en hectares.	Zone caractérisée par des pluies intenses (développée en Inde)
Kirpich (1940)	$T_c = 0{,}0663(\frac{L^2}{S})^{0{,}385}$	- T_c : temps de concentration en heures ; - L : longueur maximale de l'écoulement en kilomètres ; - S : pente du parcours de l'eau en mètres par mètre ;	Adaptée aux bassins versants de 0,4 à 81 hectares avec une pente de 3 à 10%.
Mockus (1961)	$\boldsymbol{T_c = L^{0{,}8}(\frac{1000}{CN} - 9)^{1{,}67}(20837\, S_b^{0{,}5})^{-1}}$	- T_c : temps de concentration en heures ; - L : longueur maximale de l'écoulement en mètres ; - S_b : pente moyenne du bassin versant en mètres par mètre ; - CN : curve number caractéristique du bassin versant.	Adaptée aux bassins versants dont les superficies sont inférieures ou égales à 49 km^2.
SCS lag time	$\boldsymbol{T_c = L^{0{,}8}(\frac{1000}{CN} - 9)^{0.7}(4407\, S_b^{0{,}5})^{-1}}$	- T_c : temps de concentration en heures ; - L : longueur maximale de l'écoulement en mètres ; - S_b : pente moyenne du bassin versant en mètres par mètre ; - CN : curve number caractéristique du bassin versant	

I.2. Transformation de la pluie en débit

La transformation de la pluie en hydrogramme de crue se traduit par l'application de deux fonctions, nommées respectivement fonction de production et fonction de transfert (Abdeddaim, H. 2018).

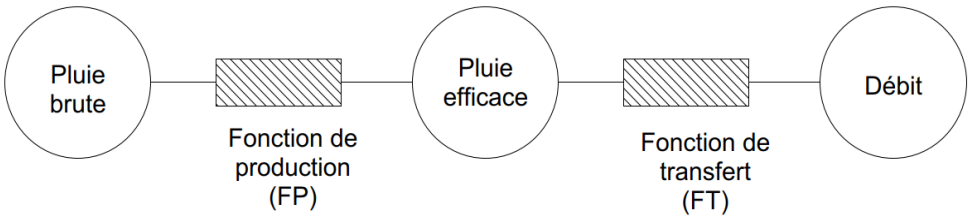


Figure I.3: Schéma global de la relation pluie -débit (C. THIRRIOT et J.-C GOUZE, 1989)

I.2.1. Fonction de production

La fonction de production (FP) permet de déterminer la portion de la pluie brute appelée pluie nette ou efficace qui va participer à l'écoulement et contribuer au débit à l'exutoire. Elle cherche à représenter l'interaction entre le sol et la lame d'eau précipitée pour connaitre quelle part de la pluie va être stockée dans le sol, quelle sera celle qui va ruisseler et dans quelles conditions (Abdeddaim H. ,2018).

Le rapport de la pluie efficace (H_{ru}) et de la pluie totale(H) est le coefficient de ruissellement (C_r).

$$c_r = \frac{H_{ru}}{H} \qquad \textbf{(I-13)}$$

L'équation générale de la pluie efficace en fonction de la pluie brute se présente sous la forme générale suivante :

$$\begin{cases} PE = \frac{(P-P_1)^m}{P^{m-1}+P_o^{m-1}} \ \ pour\ P > P_1 \\ PE = 0 \ \ Pour\ P < P1 \end{cases} \qquad \textbf{(I-14)}$$

Po et P1 sont des paramètres homogènes à des hauteurs de pluies. Ils dépendent de l'histoire hydrométéorologique, et tout particulièment de l'humidité du sol superficiel. Pour le modèle SCS, m est égal 2 (Thierriot,C.,& Gouze,J-C., 1989). Il en est de même pour le modèle de G. Girard (1975) et celui de Duband (1982) utilisé en France.

Au cours du présent travail, nous avons optée pour le modèle SCS et ce dernier se présente sous la forme générale suivante :

$$\boldsymbol{P_E = \frac{(P-Ia)^2}{(P-Ia)+S}} \qquad \textbf{(I-15)}$$

Avec : $\begin{cases} P_E : Pricipitations\ efficaces\ (mm); \\ P : Précipitations\ totales\ (mm); \\ Ia : Pertes\ initiales\ par\ interception\ (mm); \\ S : Stockage\ potentiel\ (mm). \end{cases}$

Les pertes initiales et le stockage potentiel sont linéairement reliées :

$$I_a = C_a S \qquad \textbf{(I-16)}$$

d'où :

$$P_E = \frac{(P - C_a S)^2}{P + (1 - C_a) S} \qquad \textbf{(I-17)}$$

Pour le modèle SCS, C_a est prise égale à 0,2. Le stockage potentiel (S) considéré ici est celui des conditions d'humidité normale définie par :

$$S = 25{,}4\left(\frac{1000}{CN} - 10\right) \qquad \textbf{(I-18)}$$

Où CN est le numéro de courbe ou Curve Number.

Le Curve number tel que défini par SCS est une fonction de la structure hydrogéologique du sol et son utilisation. Compte tenu de la texture du sol, quatre groupes hydrogéologiques A, B, C et D ont été définis :

Groupe A : ces sont des sols dont la teneur en argile est inférieure à 10% et celle de sable est supérieure à 90%. Ils possèdent des textures sableuses et/ou graveleuses.

Groupe B : ces sont des sols dont la teneur en argile varie de 10% à 20% et celle de sable de 50% à 90%. Ils possèdent des textures de sable loam et/ou loam sableux.

Groupe C : ces sont des sols dont la teneur en argile varie de 20% à 40% et pour le sable, sa teneur est inférieure à 50%. Ils possèdent des textures de loam ; loam silteux ; limon ou loam sablo-argileux ; loam argileux et loam limon-argileux

Groupe D : ces sont des sols imperméables ou de la conductivité hydrauliques est très faible. Ils ont des textures argileux (plus de 40%) ou rocheux.

Les valeurs de CN tel que définies par SCS ne tiennent pas compte de la pente du sol. Elles ont été développées pour des sols dont les pentes varient de 3 à 8 % ce qui n'est pas toujours valable dans des bassins versants montagneux (Monfet,1979). L'étude réalisée par Monfet a montré que la valeur du CN devrait tenir compte de la pente du sol en plus des considérations initiales. Sur base de ses résultats, il a proposé un nouveau tableau pour lequel la valeur de CN est associée à la pente du sol.

Afin de tenir compte de l'état d'humidité du sol antérieur à l'averse du projet, il est nécessaire de corriger les valeurs de Curve number. En effet, celles présentées dans les tableaux en annexe ont été établies pour des conditions d'humidité moyennes (AMC II). Pour les conditions optimales ou sèches (AMC I) et conditions d'humidité fortes (AMC III), les valeurs des CN doivent être corrigées. Cette modification tient compte de la hauteur des précipitations cumulées pour les 5 jours antérieures à l'événement extrême.
Le tableau suivant présente les valeurs des précipitations pouvant être considérées pour le choix des conditions d'humidité du sol.

Tableau I.3: Valeur limite des précipitations définissant les conditions d'humidité du sol.

Type	Description	Précipitations les 5jours précédents (mm)	
		Saison de dormance	Saison de croissance
AMC I	Conditions optimales du sol	<13	<36
AMC II	Condition moyenne de la crue annuelle	13-28	36-53
AMC III	Pluie abondante ou faible pluie et faible température les 5 jours précédents	>28	>53

Source : https://www.grr.ulaval.caRefPDF Web results volumes de ruissellement et débits des crues.

Les valeurs de CN dans les conditions I et III peuvent être déterminées par les équations suivantes :

$$CN\ I = \frac{4{,}2\ CN\ II}{10 - 0{,}058\ CNII} \quad \textbf{(I-19)}$$

$$CN\ III = \frac{23\ CN\ II}{10 + 0{,}13\ CNII} \quad \textbf{(I-20)}$$

Une fois la hauteur totale de la pluie nette calculée, il est nécessaire de la répartir dans le temps afin d'établir son hyétogramme. Cette étape consiste à décomposer la pluie brute en trois composantes dont les pertes initiales par interception, les pertes par infiltration et la pluie efficace.

Les trois composantes de la pluie brute peuvent être représentées par la figure similaire à celle présentée ci-dessous :

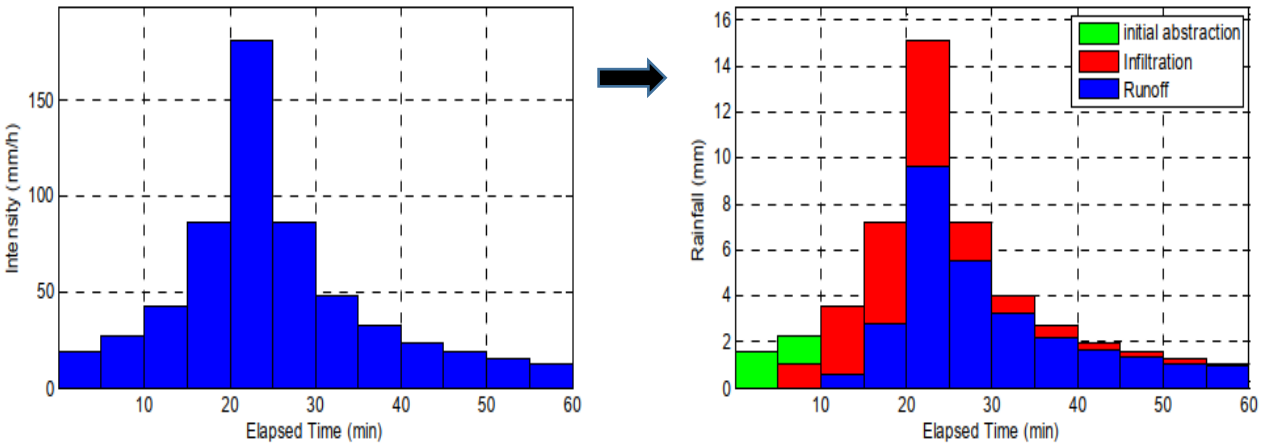


Figure I.4: Décomposition de la pluie brute en interception, infiltration et pluie efficace (Daynou, M. 2012)

I.2.2. Fonction de transfert

La fonction de transfert (FT) nous permet d'établir l'hydrogramme de ruissellement (réponse hydrologique) à l'exutoire pour une averse donnée. Dans la littérature, plusieurs méthodes existent pour déterminer la fonction de transfert d'un bassin. Les plus complexes utilisent les équations de Barre Saint Venant avec les modèles d'onde diffusante ou d'onde cinématique. Les plus simples utilisent la distance de chaque point de la grille à l'exutoire et affectent une vitesse (Abdeddaim.H, 2018).

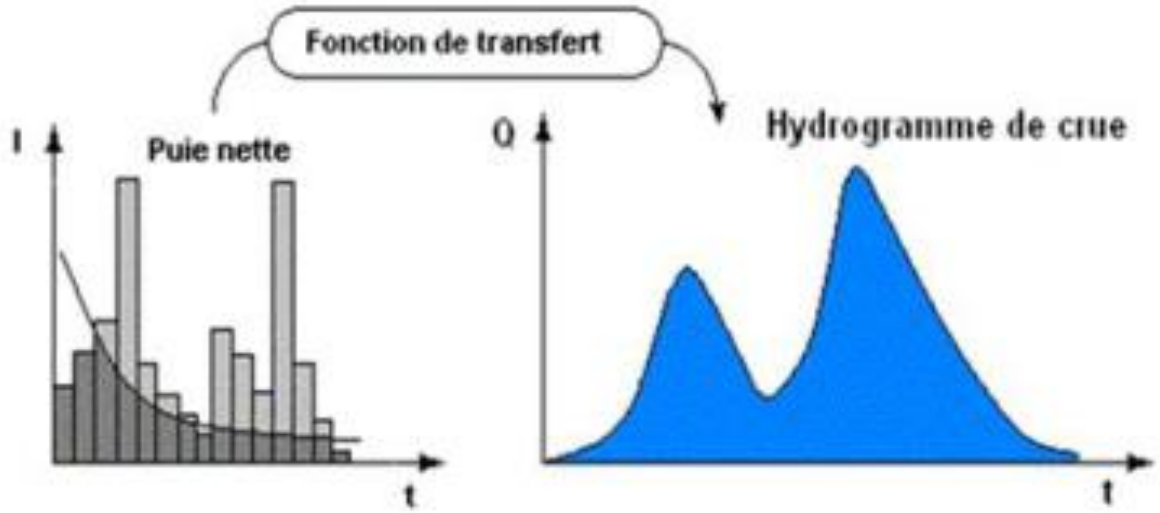


Figure I.5: Fonction de transfert (Abdeddaim H., 2018)**.**

I.2.3. Courbe intensité-durée-fréquence ou courbe I-D-F

La courbe I-D-F (Réméniéras,1980) est une relation entre l'intensité moyenne maximale « i » de pluie (mesurée en mm/h), la durée de référence ou de résolution (ou d'agrégation) « d » de cette pluie (mesurée en minutes) et la période de retour de l'événement pluvieux « T » (mesurée en années).

On a : i=f(T,d) avec T=1/p où p est la probabilité de dépassement annuel Ghanmi,H.(2014).
De très nombreux auteurs se sont intéressés à ces fonctions. L'ensemble de leurs résultats tend à montrer que sous nos climats, les lois de variations entre intensité et durée changent de part et d'autre d'une durée limite de l'ordre de 3 h. Ceci peut très bien s'expliquer par le fait que pour des durées allant de quelques minutes à trois heures environ, on travaille sur une même averse. Au-delà de 3 heures, et jusqu'à un ou deux jours, on rencontre par contre plusieurs averses (Laborde,2009).

Plusieurs formes de relations empiriques permettant de représenter mathématiquement la courbe I-D-F ont été formulées. Ghanmi,H.(2014) présente un bref historique de l'élaboration des courbes I-D-F tirée dans Goel et Sarkar (2007). Ces deux derniers auteurs nous stipulent que l'établissement des courbes I-D-F remonte des années 1930 avec la relation de Sherman en 1931. Cette dernière s'écrit de la façon suivante :

$$I = \frac{KT^c}{(d+\theta)^b} \qquad \textbf{(I-21)}$$

Où K, c, b et $\boldsymbol{\theta}$ sont des constantes dépendant de la situation géographique, I est l'intensité sur la durée de référence « d » et de période de retour « T ». Il s'agit de la forme la plus commune de la relation I-D-F. Quelques autres relations et leurs auteurs sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.4: Quelques formes des relations I-D-F utilisées en hydrologie

Auteur	Relation	Paramètres de situation géographiques
Bernard (1932)	$I_d^T = \frac{KT^c}{d^b}$	K, c et b
Koutsoyiannis et al. (1998)	$I_d^T = \frac{a(T)}{(d+\theta)^b}$	-$\boldsymbol{\theta}$ et b avec ($\boldsymbol{\theta}$>0, 0<b<1) ; - a(T) est une fonction pouvant prendre deux formes : $\boldsymbol{a(T) = \nu + h.ln(T)}$ Ou $\boldsymbol{a(T) = KT^c}$ K et c étant des paramètres géographiques
Montana	$I_d^T = a_T d^{-b_T}$	a et b
Formule Américaine	$I_d^T = a_T * d^{-b} * T^c$	a, b et c

L'équation de Koutsoyiannis et al., (1998) est une formulation empirique généralisée des courbes I-D-F établie après avoir étudié plusieurs distributions statistiques appropriées (Gumbel, Gamma, GEV, Log-Pearson III, Log-normale, exponentielle, Pareto, etc). La formulation de Montana et celle américaine semblent être plus simples (Ghanmi, H.,2014).

Pour la région de Bujumbura, dans le cadre de ses recherches, Niyongabo H. (2006), après avoir adopté la forme de Sherman (tout en rectifiant en tout petit peu les notations de base), a déterminé les constantes régionales pouvant être utilisées pour la ville de Bujumbura. La forme de l'équation adoptée par cet auteur est la suivante :

$$I(t) = \frac{aT^b}{(c+t)^d} \qquad \textbf{(I-22)}$$

Où : $\begin{cases} i(t): intensité\ des\ précipitations\ \left[\frac{mm}{h}\right]; \\ t: durée\ de\ l'averse\ [min]\ ; \\ T: période\ de\ retour\ de\ l'averse\ [années]; \\ a, b, c\ et\ d: constantes\ régionales. \end{cases}$

(NIYIBIGIRA L., 2012 ; NSENGIYUMVA A.,2014).

Le tableau suivant présente les valeurs des constantes régionales d'ajustement de la courbe I-D-F pour la ville de Bujumbura telles que déterminées par Niyongabo H.,2006.

Tableau I.5: Valeurs des constantes régionales d'ajustement de la courbe I-D-F pour la ville de Bujumbura (NSENGIYUMVA A.,2014.)

Constantes	a	B	C	d
Valeurs	2845	0.22	24	0,98

I.2.4. Analyse fréquentielle

I.2.4.1. Introduction

La recherche d'un modèle de fréquence des hauteurs de pluies journalières revêt une grande importance en hydrologie opérationnelle. Elle constitue la base de calcul de la crue de projet associée à une probabilité d'occurrence donnée. L'approche la plus connue et la plus courante est l'approche statistique connue sous l'appellation d'analyse fréquentielle. Cette dernière consiste à rechercher une loi de probabilité qui s'ajuste le mieux aux valeurs observées de la variable aléatoire. Le choix de la loi qui s'ajuste mieux se fait après comparaison de différentes lois de probabilités et méthodes d'estimation à l'aide de tests d'adéquation (Habibi et al., 2013).

Aux cours du présent travail, l'analyse fréquentielle est utilisée pour étudier la variable aléatoire précipitation journalière maximale annuelle.

I.2.4.2. Choix de la période de retour

Dans les projets du génie civil portant sur diverses structures hydrauliques, on se réfère couramment aux débits ayant une période de récurrence donnée. Cette dernière étant la période moyenne en année durant laquelle on s'attend à ce qu'un certain débit soit égalé ou dépassé.

La période de récurrence communément utilisée dans les projets de diverses structures hydrauliques est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.6 : Période de récurrence communément utilisée pour les quelques structures hydrauliques

Type d'ouvrage	Période de récurrence (T)
Déversoirs de barrage	500 à 1000 ans
Ponts sur les :	
Autoroutes	100 ans
Routes principales	50 ans
Routes secondaires	25 ans
Digues	100 ans
Plaines inondables	100 ans
Egouts pluvieux, fossés de drainage	5 à 10 ans
Egouts pluvieux de moindre importance	1 à 2 ans

Source : https://studylibfr.com/doc/4410802/39-chapitre-4---statistiques-appliquées-à-l... (Visité 9/5/2021).

La période de récurrence est choisie en fonction de l'importance de l'ouvrage (économie) et du risque hydrologique. Ce dernier représente la probabilité qu'un critère de conception soit dépassé au moins une fois pendant la période de retour (T) calculée.

I.2.5. Construction de l'hyétogramme synthétique d'entrée

I.2.5.1. Introduction

Un hyétogramme est une représentation graphique de la distribution spatiale d'une précipitation sur une période de temps donnée.

Les hyétogrammes sont établis à partir des relevés des stations météorologiques équipées des pluviographes. Néanmoins, dans certaines régions du globe, notamment dans les pays en développement, beaucoup de stations météorologiques ne sont pas équipés de cet appareil permettant

l'enregistrement automatique et instantané de l'évolution de la lame d'eau précipitée en fonction du temps. Dans de telle région, la lame totale d'eau mesurée est lue sur un pluviomètre. Elle ne peut être convertie en hyétogramme que par des hyétogrammes synthétiques malgré quelques erreurs qui peuvent en résulter.

Plusieurs méthodes de conversion de la hauteur totale des précipitations en hyétogramme existent dans la littérature. Nous pouvons citer à titre indicatif :

- la méthode de distribution NRCS ;
- la méthode de Huff ;
- la méthode des blocs alternatifs (ABM) ;
- la méthode de l'hyétogramme triangulaire.

Aux cours du présent travail, celle la méthode de Huff est présentée.

I.2.5.2. Méthode de Huff

La méthode de Huff a été développée aux Etats-Unis. Les données des précipitations utilisées sont les enregistrements journaliers de 409 stations des huit états du Midwest dont Illinois, Indiana, Iowa, Kentucky, Michigan, Minnesota, Missouri, Ohio et Wisconsin (Floyd A. et Al., 1992).

La méthode de Huff utilise trois ensembles de distribution selon la taille du bassin. Les 3 ensembles de distribution du plus grand au plus petit sont : 50 à 400 mi^2, 10 à 50 mi^2 et <10mi^2 ou « point rainfall ». Pour chaque ensemble de distribution, quatre différentes courbes médianes de distribution existent et sont nommées Quartile I, Quartile II, Quartile III et Quartile IV. Le tableau suivant présente la distribution des précipitations en fonction du temps pour une probabilité de 50% (correspondant au courbe médiane) pour les trois grands ensembles :

Tableau I.7: Distribution correspondante à la courbe médiane de la pluie synthétique de Huff en fonction du temps.

Areas	<10 mi^2				10 à 50 mi^2				50 à 400 mi^2			
t/T (%)	QI	QII	QIII	QIV	QI	QII	QIII	QIV	QI	QII	QIII	QIV
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	16	3	3	2	12	3	2	2	8	2	2	2
10	33	8	6	5	25	6	5	4	17	4	4	3
15	43	12	9	8	38	10	8	7	34	8	7	5
20	52	16	12	10	51	14	12	9	50	12	10	7
25	60	22	15	13	62	21	14	11	63	21	12	9
30	66	29	19	16	69	30	17	13	71	31	14	10
35	71	39	23	19	74	40	20	15	76	42	16	12
40	75	51	27	22	78	52	23	18	80	53	19	14
45	79	62	32	25	81	63	27	21	83	64	22	16
50	82	70	38	28	84	72	33	24	86	73	29	19
55	84	76	45	32	86	78	42	27	88	80	39	21
60	86	81	57	35	88	83	55	30	90	86	54	25
65	88	85	70	39	90	87	69	34	92	89	68	29
70	90	88	79	45	92	90	79	40	93	92	79	35
75	92	91	85	51	94	92	86	47	95	94	87	43
80	94	93	89	59	95	94	91	57	96	96	92	54
85	96	95	92	72	96	96	94	74	97	97	95	75
90	97	97	95	84	97	97	96	88	98	98	97	92
95	98	98	97	92	98	98	98	95	99	99	99	97
100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Selon Floyd A. et Huff (1990), si on se réfère à l'analyse fréquentielle de la durée de chacune des quatre types d'averse, les recommandations pour le choix du quartile devraient être comme indiquées ci-dessous :

- le premier et le deuxième quartile sont mieux indiqués pour des averses de durée inférieure ou égale à 12 heures. L'étude statistique a montré que pour des averses de durée inférieure ou égale à 6heures, le premier quartile est plus représenté alors que pour les averses de durée variant de 6,1 à 12 heures, le second quartile domine ;
- le troisième quartile est mieux indiqué pour les averses de durée comprise entre 12,1 et 24heures ;
- le quatrième quartile est recommandé pour des averses de durée supérieure à 24heures.

Néanmoins, il est à noter qu'une averse particulière peut se retrouver dans l'une ou l'autre des quatre types de distribution.

I.2.6. Débits de crue

Il existe plusieurs méthodes d'estimation du débit de crue en l'absence de mesures sur terrain. Certaines méthodes permettent d'estimer seulement la valeur maximale du débit (débit de point) alors que d'autres méthodes permettent d'établir des hydrogrammes de sortie.

Dans une section d'un cours d'eau, un hydrogramme est la représentation graphique de la variation du débit en fonction du temps. Aux cours du présent travail, nous allons nous intéresser par les méthodes permettant d'établir l'hydrogramme à la sortie.

I.2.6.1. Terminologie du mot hydrogramme

Dans la littérature, le mot hydrogramme est souvent associée à des adjectifs qualificatifs pour compléter la signification. C'est ainsi qu'on parlera des hydrogrammes naturels (HN), des hydrogrammes synthétiques (HS), des hydrogrammes unitaires (HU) et des hydrogramme unitaires adimensionnel (HUA), ….

• **Hydrogramme naturel (HN)** : hydrogramme obtenu directement à partir des débits mesurés d'une rivière ou d'un ruisseau ;

• **Hydrogramme synthétique (HS)** : hydrogramme obtenu en utilisant les paramètres du bassin versant et les caractéristiques de l'évènement pluvieux pour simuler un hydrogramme naturel ;

• **Hydrogramme unitaire (HU)** : hydrogramme de débit produit par un ruissellement direct d'un pouce ou d'un millimètre, distribué uniformément sur toute la surface du bassin à un taux uniforme durant une période de courte durée ;

• **Hydrogramme unitaire adimensionnel (HUA**) : hydrogramme qui permet de comparer les hydrogrammes unitaires de différents types d'averses. Il est déduit soit d'un hydrogramme d'averse relevé pour une crue, soit d'un hydrogramme unitaire tracé à l'aide des ratios du temps sur le temps de montée et du débit sur le débit de pointe. Il est également appelé « hydrogramme indice » (Nestor Raul Rocha, 2014.)

Aux cours du présent travail, nous allons partir d'un hydrogramme unitaire synthétique pour estimer l'hydrogramme synthétique.

I.2.6.2. Passage de l'hydrogramme unitaire en hydrogramme synthétique

Afin d'établir l'hydrogramme synthétique résultant d'une averse donnée à partir de l'hydrogramme unitaire, il est indispensable d'avoir l'hyétogramme de la pluie nette correspondante de l'averse. L'étude des hydrogrammes de crue en fonction des hyétogrammes des averses qui les ont engendrés, ont donc conduit à formuler les propositions suivantes :

- Les crues provoquées par des averses unitaires ont des hydrogrammes qui se déduisent les uns des autres par **affinité**. Soit I_1 l'intensité constante de la pluie nette 1 et I_2 celle de la pluie nette 2. On aura :

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{Q_1(t)}{Q_2(t)} \qquad \forall t \qquad \textbf{(I-23)}$$

- Supposons maintenant que l'on ait une averse de durée supérieure à la durée unitaire ($t>t_u$), on divise l'averse en n averses unitaires de durée t_u. Chacune de ses averses unitaires générera une réponse qui est affinée de l'hydrogramme unitaire dans le rapport des intensités ; chaque réponse étant déphasée de la précédente de t_u. On admettra que la réponse du bassin à cette averse de durée $n.t_u$ est égale à la somme des réponses impulsionnelles à chaque averse unitaire de durée t_u : « **c'est l'additivité** ».

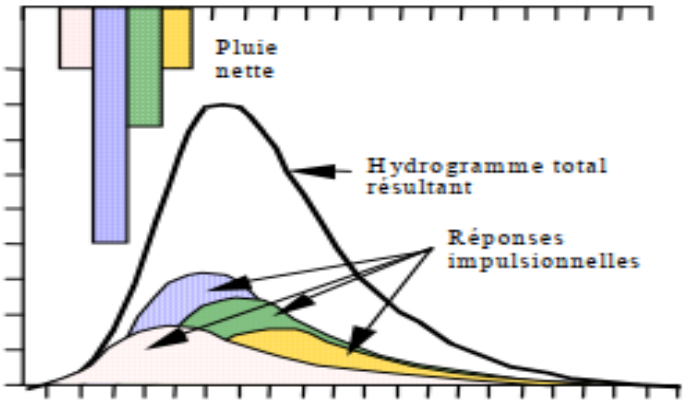


Figure I.6: hydrogramme synthétique résultant de la superposition des hydrogrammes dues aux averses unitaires (Laborde, 2009).

I.3. Aménagement des bassins versants

I.3.1. Introduction

Au cours des paragraphes précédents de ce chapitre, nous avons essayé de définir le bassin versant et certains de ses caractéristiques, le présent point se focalise sur l'aménagement de ce milieu géographique.

Selon la FAO, l'aménagement des bassins versants se défini comme toute activité de l'homme visant à garantir une utilisation durable des ressources des bassins versants. Ces dernières sont gérées selon une approche écosystémique intégrée qui vise à comprendre l'ensemble des interactions entre les facteurs biotiques (y compris les humains) et abiotiques.

Plusieurs mesures permettant d'améliorer et de conserver les services et les fonctions écosystémiques dans les bassins versants (principalement ceux liés à l'eau), d'accroître la productivité des terres et l'efficacité des ressources, d'améliorer ou de diversifier les moyens d'existence et le revenu des populations, sont proposées. En intégrant ces mesures dans un espace géographique et dans une séquence temporelle bien définie, l'approche est supposée avoir de nombreux effets bénéfiques, sur le site et en dehors, à court et à long terme (FAO,2018).

Comme le bassin versant est une zone géographique avec coexistence des zones rurales et des zones avec fortes concentrations humaines, nous avons jugé bon de parler d'une manière très brève l'aménagement des bassins versants dans ceux deux zones.

I.3.2. Aménagement des bassins versants ruraux.

L'aménagement des bassins versants ruraux visent à réduire les effets ou les conséquences d'érosion. Ces dernières sont entre autres : la détérioration de la fertilité du sol, l'augmentation des débits de ruissellement, la réduction de la rétention du sol, l'envasement des réservoirs, des canaux et des rivières, la destruction des maisons, des routes et les autres réseaux de communication (A. AGPAOA et al., 1976).

Pour mitiger ce phénomène et ses conséquences, l'homme, malgré son implication dans l'accélération des processus d'érosion, a proposé une série de mesures et méthodes pouvant être appliquées en milieu rural. Aux cours des paragraphes suivants, ces mesures et méthodes de lutte contre l'érosion sont évoqués.

I.3.2.1. Mesures préventives de lutte contre l'érosion

L'ouvrage intitulé « manual of reforestation and erosion control for the Philippines » nous donne une liste non exhaustive des mesures pouvant être entreprises :

- Campagne de sensibilisation (Educational campaigns): celle-ci visera à informer la population (surtout en milieu rural) des dangers d'érosion ;
- Prévention et contrôle des feux de brousse (fire prevention and control) : Cette mesure sera rigoureusement mise en place pendant la saison sèche ;
- Réalisation des enclos (fencing) : cette mesure permettra de garder le bétail dans une zone d'étendue limitée ;
- Utilisation appropriée des terres (proper land use) : prise en compte de la valeur de la pente pour décider sur l'utilisation des terres ;
- Gestion appropriée des prairies naturelles ;

- Restriction sur l'exploitation forestière dans les zones critiques ;
- Restriction sur la construction et la maintenance des routes : les talus des routes devraient avoir les angles ne dépassant pas ceux de repos naturels ; etc.

I.3.2.2. Méthodes biologiques de lutte contre l'érosion

Les méthodes biologiques de lutte contre l'érosion consistent à augmenter le couvert végétal du sol. Elles sont bien adaptées pour mitiger l'érosion hydrique. Une fois mise en place, elles permettent de diminuer l'effet de splash par réduction de l'énergie cinétique des gouttes de pluies qui atteignent le sol.

Il s'agit des méthodes efficaces pour la conservation des sols. En plus de leur contribution dans la lutte contre l'érosion, elles contribuent aussi à la fertilisation des sols, soit directement par décomposition des débris végétaux, soit indirectement par production des pâturages aux bétails qui reviennent sous forme de fumier organique.

Quelques méthodes biologiques de lutte contre l'érosion sont :

- le paillage partiel et/ou en bandes,
- la pratique de couverture vivante dans les plantations annuelles et pérennes,
- les haies vives et les haies mixtes,
- l`embocagement,
- les bananeraies aménagées et paillées,
- l`arboriculture,
- les boisements en cordons pour les petites exploitations et en plein pour les grandes exploitations, etc (MINEAGRIE,2016).

I.3.2.3. Méthodes physiques de lutte contre l'érosion

Dans leur contribution pour la lutte contre l'érosion et ses conséquences, les méthodes mécaniques ou physiques agissent sur les facteurs topographiques et sur les techniques culturales. Les plus utilisées de ces méthodes sont les lignes isohypses des pierres, les fosses antiérosives ou isohypes et les terrasses horizontales.

En plus de leur effet antiérosif, certaines méthodes mécaniques sont très utilisées pour le captage et stockage de l'eau de pluie dans les pays qui reçoivent de faibles quantités de précipitation. Cette eau est stockée soit dans le sol pour servir à des faits agricoles et pastorales, soit dans des réservoirs surélevés, enterrés ou même de surface pour servir à des faits agricoles, pastorales et sanitaires.

Dans les pays qui reçoivent plus d'eau, les méthodes physiques de lutte contre l'érosion hydrique ont pour effet d'atténuer le ruissellement direct au profit de l'infiltration. Ceci a pour conséquence de favoriser l'alimentation des réservoirs souterrains ; ce qui contribue à la régulation des débits des rivières drainant les bassins aménagés.

Le présent travail s'occupe de la quantification des effets à court terme (direct) des impacts de l'aménagement du bassin versant de la rivière Muha sur sa réponse hydrologique lorsqu'il est sollicité par une averse donnée. L'évaluation des impacts positifs et négatifs à moyen et à long terme sort du cadre de la présente recherche.

Les méthodes mécaniques appliquées au niveau des versants pour lutter contre l'érosion sont notamment :

- le creusement des fosses antiérosives ou antiérosives (a) ;
- l'aménagement des fosses d'infiltration avec des diguettes de contour en aval (b) ;
- l'aménagement des bandes de contour circulaire (c);
- l'aménagement des terrasses horizontales (d);
- la pratique du négarin (e) ;
- le creusement des fosses compostières (f);
- l'aménagement des réservoirs et puisards (g,h,i) ; ….

Les aménagements cités ci-haut sont présentés sur l'image suivant :



Figure I.7:Quelques méthodes mécaniques de lutte contre l'érosion.

I.3.3. Aménagement des zones urbains.

Comme c'est déjà évoqué dans l'introduction du paragraphe I.3, le bassin versant est une zone limitée géographiquement dans l'espace et dont l'occupation varie d'un bassin à l'autre. Certains bassins versants sont pauvres en espèce humaine alors que d'autres en sont trop nanties.

Dans les espaces trop nanties en espèce humaine, afin de répondre aux besoins en logement décent dans un environnement de qualité, un aménagement de type urbain est à prévoir. Celui-ci étant défini comme une action qui consiste à modifier, pour rendre plus pratiques et plus agréable, une agglomération ou une ville (Code de l'urbanisme, de l'habitant et de la construction au Burundi, 2016).

Aux cours d'un aménagement urbain, le terrain naturel est dénaturalisé. Certains espaces qui, autrefois, étaient couvertes par la végétation, disparaissent au profit des espaces totalement imperméabilisées des bâtiments et de la voirie urbaine.

Ce changement du mode d'occupation du sol entraine des perturbations au niveau des réseaux hydrographiques par augmentation de la fraction d'eau ruisselante pour une averse donnée et par la diminution de son temps de concentration. De ce fait, les débits des rivières augmentent et ceci présente un grand risque d'érosion fluviale si l'aménagement urbain n'a pas été bien planifié. C'est ceci qui est à la base de débordement et dégradations de certains ruisseaux et caniveaux drainant les espaces urbains dans beaucoup de pays en développement.

Ce qui viennent d'être évoqué ci-haut mettent en évidence la nécessité d'une bonne planification lorsqu'on veut faire l'aménagement de nouvelles zones urbaines. De ce fait, tout étalement anarchique des villes, par des constructions spontanées, devrait être banni par les pouvoirs publics.

I.4. Transport solide

I.4.1. Introduction

Selon l'office français de la biodiversité (OFB,2020), le transport solide correspond au phénomène d'entraînement et de transport de matériaux solides par un écoulement liquide d'intensité suffisante. Ce transport inclut généralement celui de toute matière non-organique dans les cours d'eau, quelque que soit leur taille (argile, limons, sables, graviers, galets, etc).

Le transport solide a lieu sur les versants (érosion hydrique du sol) et dans les réseaux hydrographiques (érosion fluviale). Ce mouvement est l'un des responsables de la modification morphométrique des versants et des réseaux hydrographiques.

En raison des conséquences (positives et négatives) de ce phénomène sur les espaces agricoles et les infrastructures, il est étudié à la fois par les ingénieurs agronomes et civils. Pour les premiers, le transport solide est étudié pour la conservation et la préservation de la qualité du sol alors que pour les seconds, il est étudié pour la protection des ouvrages en général et plus particulièrement les ouvrages hydrauliques. Aux cours du présent travail, le transport solide est traité dans le sens de la protection des ouvrages.

I.4.2. Différents modes de transport en rivière

Le transport solide en rivière s'effectue en trois modes : la suspension, le charriage et la saltation (BRGM, 1996).

- La suspension (suspended-load) : C'est un mode de transport désignant l'ensemble de sédiments se déplaçant dans la colonne d'eau avec une vitesse proche de la vitesse de l'eau (Malavoi et al., 2011 ; Rodrigues et al., 2013). Ce mode de transport concerne les sédiments plus fins (argiles, limons, sables) et les particules de densité plus faible pouvant être maintenues dans

la colonne d'eau par la compensation de leur poids propre avec turbulence de l'écoulement (OFB, 2020) ;

- Le charriage (bedload) est un mode de déplacement des particules au contact du fond (BRGM, 1996). Contrairement à la suspension, il s'agit d'un mode de transport des sédiments grossiers ;
- La saltation : il s'agit du mode de transport intermédiaire entre la suspension et le charriage où les sédiments se déplacent sur de courtes distances par réalisation de sauts (BRGM,1996) ;

Dans la pratique, seuls les deux premiers modes de transport sont retenus (BRGM,1996). Le troisième mode étant souvent incorporé dans le second. Ceci est évident dans la définition du charriage telle que proposée par l'office français de la biodiversité (OFB) dans un document dénommé Guide technique pour la mesure et la modélisation du transport solide sorti en 2020.

I.4.3. Evaluation du transport solide

Le transport solide dans les rivières et les processus morphométriques sont parmi les phénomènes les plus complexes et les moins compris dans la nature (M. Mohamed GHARBI,2016). Plusieurs chercheurs ont tenté de modéliser ce phénomène et nous ont proposés des formules nous permettant d'évaluer le transport solide.

Certaines des formules proposées pour l'évaluation du transport solide tiennent compte des paramètres climatiques et morphométriques du bassin versant. D'autres, plus récentes, font référence à la dispersion granulométrique du lit de la rivière et la morphométrie du lit.

Au cours du présent travail, seul les formules d'évaluation du transport solide par des formules tenant compte des paramètres climatiques et de la morphométrie du bassin versant sont présentées. La non utilisation des formules tenant compte de la granulométrie est due au fait qu'elles requièrent des données sur le débit moyen du cours d'eau en plus de la granulométrie et de la morphométrie du lit. Or, après un entretien au sein des services climatologiques et météorologiques de l'Institut Géographique du Burundi, la rivière Muha n'est pas jaugée.

I.4.3.1. Formule de F. Fournier (1960)

La formule de fournier se présente

$$\boldsymbol{E} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{36}} * (\frac{\boldsymbol{Px^2}}{\boldsymbol{Pa}})^{\mathbf{2,65}} * (\frac{\boldsymbol{h^2}}{\boldsymbol{S}})^{\mathbf{0,46}} \quad \textbf{(I-24)}$$

$\begin{cases} \boldsymbol{E}: \text{Apport solide annuel moyen spécifique}(tonnes/km^2/an); \\ \boldsymbol{Px}: \text{pluviométrie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm)}; \\ \boldsymbol{Pa}: \text{Pluviométrie annuelle moyenne (mm)}; \\ \boldsymbol{h}: \text{dénivelée moyenne du bassin versant (m) } ou\ 0{,}45 * (hmax - hmin) \\ \boldsymbol{S}: \text{Superficie du bassin versant (km}^2) \end{cases}$

I.4.3.2. Formule de GRAVILOVIC

Elle est élaborée en Yougoslavie et utilise un indice climatique et des caractéristiques physiques du bassin versant. Selon cette formule, la production annuelle des sédiments est évaluée par la relation suivante :

$$D = T * P * \pi * \sqrt{z^3} \quad \textbf{(I-25)}$$

Où $\begin{cases} D: Production\ moyenne\ annuelle\ de\ sédiments\ en\ suspension \\ et\ par\ charriage\ m^3/km^2/an\ ; \\ P: pluie\ moyenne\ annuelle\ en\ mm; \\ T = \sqrt{\frac{t_o}{10} + 1}\ \ avec\ t_o: la\ température\ \ moyenne\ annuelle\ en°C; \\ z: Coefficient\ d'érosion. \end{cases}$

Le coefficient d'érosion z est donné par l'expression suivante :

$$Z = x.y.(\varphi + \sqrt{I}) \quad \textbf{(I-26)}$$

Avec :

$\begin{cases} Z: coefficient\ d'érosion; \\ x: coefficient\ dépendant\ de\ la\ protection\ du\ sol; \\ y: Coefficient\ d'érodabilité\ du\ sol\ dépendant\ de\ la\ structure \\ \quad lithologique\ et\ pédologique\ du\ sol; \\ \varphi: facteur\ exprimant\ le\ type\ et\ le\ degré\ des\ processus\ d'érosion \\ \quad dans\ le\ bassin\ versant; \\ I: Pente\ moyenne\ du\ bassin\ versant. \end{cases}$

Pour un bassin versant non protéger contre l'érosion, le coefficient x prend les valeurs suivantes :

$x = \begin{cases} 1{,}0: Terrain\ entièrement\ dénudé, incultivable; \\ 0{,}9: Champs\ labourés\ suivant\ la\ pente; \\ 0{,}7: Verges\ et\ vignobles\ sans\ végétation\ au\ sol; \\ 0{,}60: Alpage, forêts\ dégradées\ et\ brouissailles\ avec\ le\ sol\ érodé; \\ 0{,}40: Prairies, champs\ de\ trèfle\ et\ d'autres\ cultures\ semblables; \\ 0{,}05: Forêts\ ou\ brouissailles\ denses\ et\ de\ bonne\ structure. \end{cases}$

Le coefficient d'érodibilité « y » prend les valeurs suivantes selon le type de roche du sous-sol :

$$\begin{cases} 0{,}2 \text{ à } 0{,}6 : pour\ les\ roches\ dures, résistantes\ à\ l'érosion; \\ 0{,}6 \text{ à } 1{,}0 : pour\ les\ roches\ mi-résistantes\ à\ l'érosion; \\ 1{,}0 \text{ à } 1{,}3 : pour\ les\ roches\ friables, stabilisées\ (éboulis, Schiste, etc.); \\ 1{,}3 \text{ à } 1{,}8 : pour\ les\ sédiments, moraines, argile\ et\ autres\ roches\ peu\ résistantes; \\ 1{,}8 \text{ à } 2{,}0 : Sédiments\ fins\ et\ terres, non\ résistantes\ à\ l'érosion. \end{cases}$$

Le facteur φ est choisi en fonction du type et degré d'érosion dans le bassin versant :

$$\varphi = \begin{cases} 0{,}1 \text{ à } 0{,}2 : \ si\ l'érosion\ est\ faible\ dans\ le\ bassin\ versant; \\ 0{,}3 \text{ à } 0{,}5 : si\ l'érosion\ a\ lieu\ en\ nappes\ sur\ 20 \text{ à } 50\%\ du\ bassin; \\ 0{,}6 \text{ à } 0{,}7 : érosion\ en\ nappes, éboulis\ et\ dépots\ ravinés, l'érosion\ karstique; \\ 0{,}8 \text{ à } 0{,}9 : si\ 50 \text{ à } 80\%\ du\ bassin\ est\ érodé\ par\ affouillements\ et\ éboulements; \\ 1{,}0 : bassin\ entièrement\ érodé\ par\ affouillement\ et\ éboulements. \end{cases}$$

Le coefficient d'érosion Z reflète l'intensité et l'extension du phénomène d'érosion d'un bassin. Les valeurs de z sont comme suit :

- Erosion excessive : Z>1,01
- Erosion intense : 0,71-1
- Erosion moyenne : 0,41-0,7
- Erosion faible : 0,20-0,4
- Erosion très faible : Z <0,19

Selon l'auteur de la formule, la capacité de transport des cours d'eau n'est jamais aussi grande que les eaux pourraient emporter la production entière des matériaux érodés. Un certain pourcentage se dépose dans le talweg à l'amont de l'embouchure ainsi que sur les élargissements et les atténuations de la pente longitudinale du lit. De ce fait, l'afflux du débit solide à l'embouchure est réduit.

Le coefficient de réduction ou coefficient d'abrasion « R » est calculé par la relation suivante :

$$\boldsymbol{R_m = \frac{\sqrt{Per.Hmoy}}{0{,}25(L+10)}} \qquad \textbf{(I-27)}$$

Où : $\begin{cases} R_m : Coefficient\ de\ rétention\ de\ sédiments; \\ Per : Périmètre\ du\ bassin\ versant\ en\ km; \\ Hmoy : Altitude\ moyenne\ en\ km, \\ L : Longueur\ du\ Thalweg\ principal\ en\ km. \end{cases}$

En intégrant le coefficient d'abrasion « R », l'afflux du débit solide est réduit et la dégradation spécifique « Ds » en $m^3/Km^2/an$ est donnée par :

$$\boldsymbol{Ds = D.Rm} \qquad \textbf{(I-28)}$$

CHAPITRE II: PRESENTATION ET CARACTERISATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1. Situation administrative de la zone d'étude

Le bassin versant de la rivière Muha est partagé par deux provinces du Burundi à savoir la province de Bujumbura et la province de Bujumbura-Mairie :

- Pour la province de Bujumbura, le bassin versant de la rivière Muha occupe une partie de la commune Kanyosha (sur les collines : Muyira, Mirama, Buzige, Mboza, Ruyaga, Kavumu, Kabumba, Buhonga et Mwico).
- Pour le cas de la province de Bujumbura -Mairie, il occupe une partie de la commune Muha (quartiers : Gasekebuye, Musaga, Kinanira III, Zeimet et OUA) et Mukaza (quartiers : Kiriri, Gatoke, Rohero I et Kabondo) pour lesquelles la rivière Muha constitue la frontière.

La carte de situation administrative du bassin versant de la rivière Muha est présentée ci-dessous :

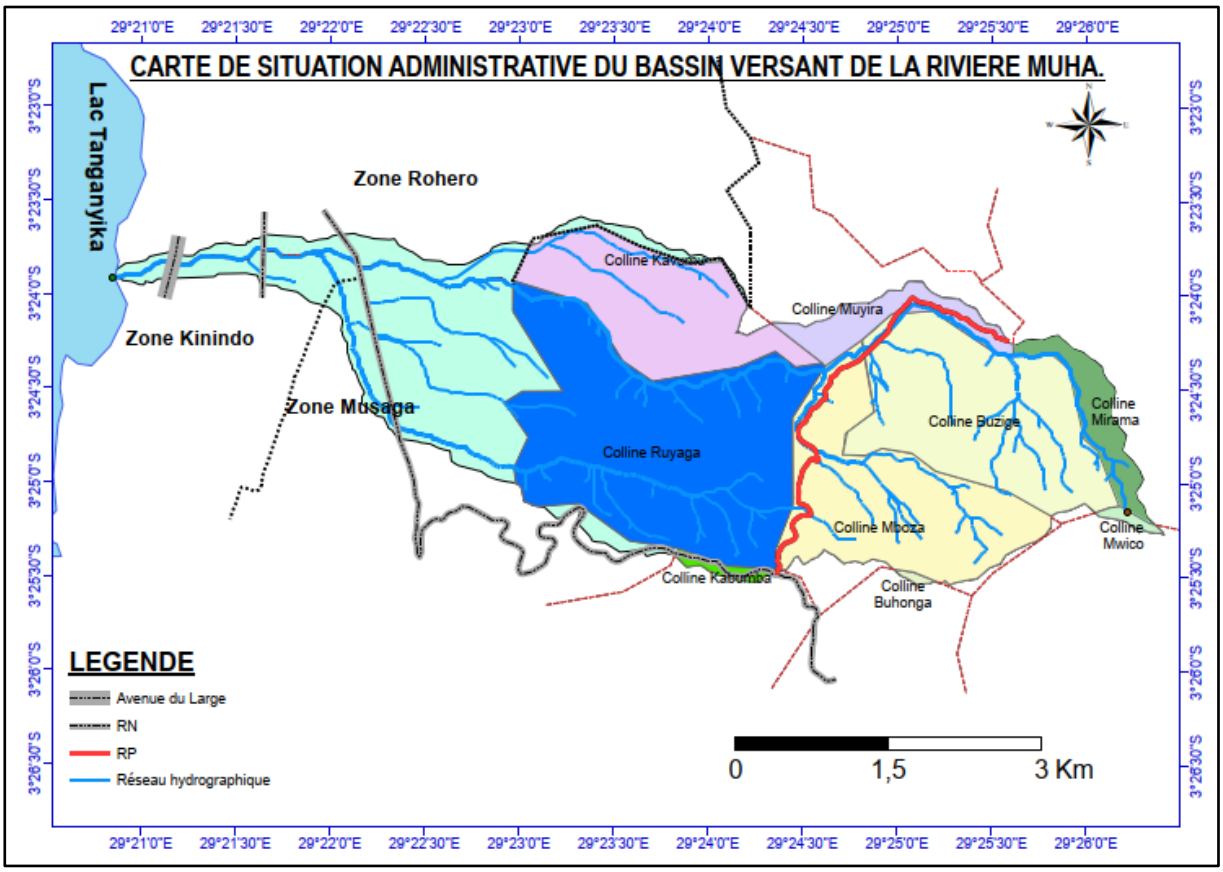


Figure II.1: Carte de situation administrative du bassin versant de la rivière Muha

II.2. Situation géographique de la zone d'étude

La rivière Muha est une rivière à caractère torrentiel qui coule de l'Est à l'Ouest et se jette dans le lac Tanganyika. Elle draine un bassin versant topographique de 19,25 km^2 inscrit dans un rectangle localisé géographiquement entre **29°20'52,20''** et **29°26'24,42''** de longitude Est et **03°23'36,71''** et **03°25'32,27''** de latitude Sud.

La grande partie du bassin versant de la rivière Muha est montagneuse comme le montre la carte hypsométrique, la carte des pentes et la carte topographique. Ces dernières ont été générées sous ArcGIS 10.3 sur base du modèle numérique de terrain (MNT) fourni par le Bureau de Centralisation Géomatique (BCG) du Burundi.

Les figures suivantes (Figure II.2, Figure II.3 et Figure II.4) représentent successivement la carte hypsométrique, la carte des pentes et la carte topographique du bassin versant de la rivière Muha :

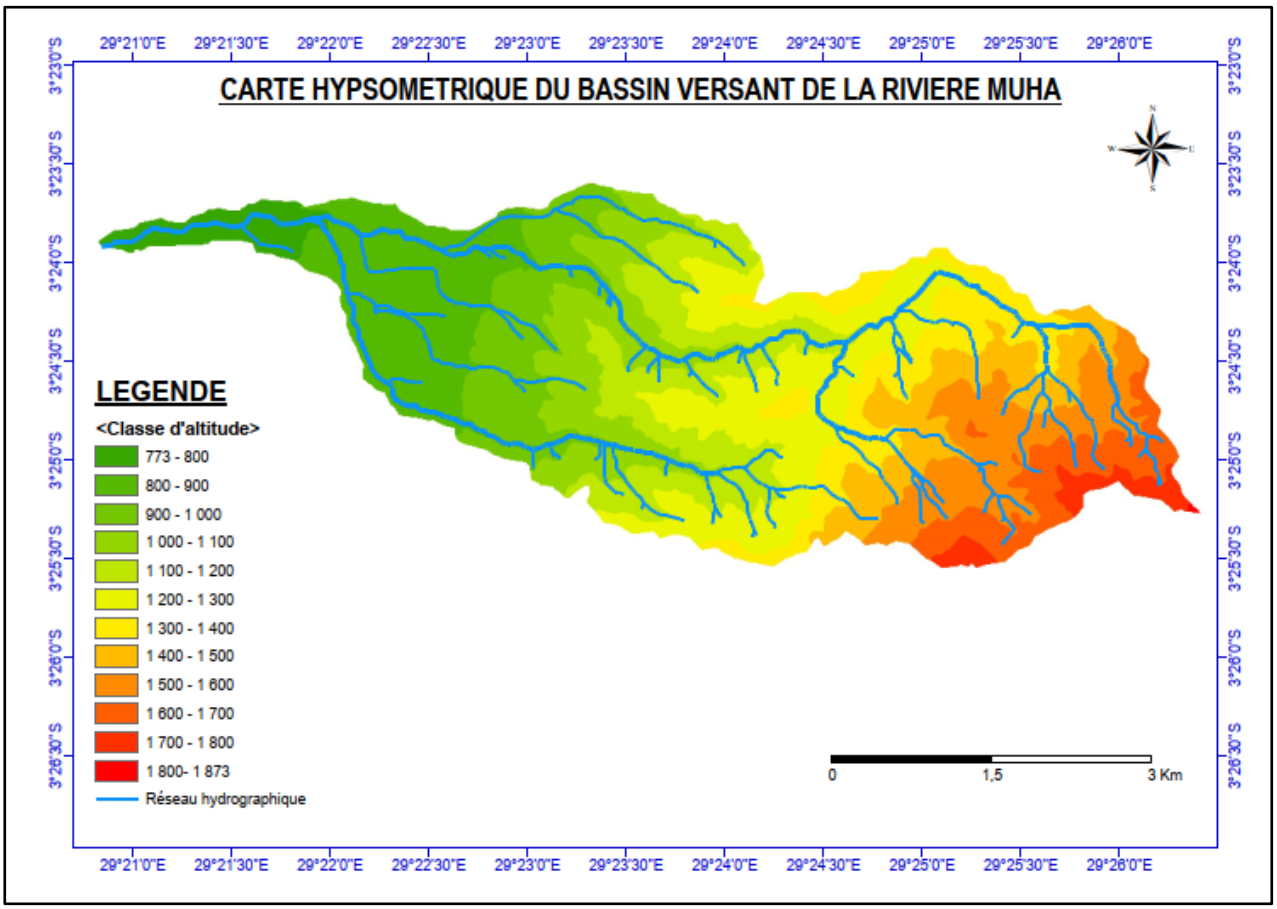


Figure II.2: Carte hypsométrique du bassin versant de la rivière Muha (Zone de projet)

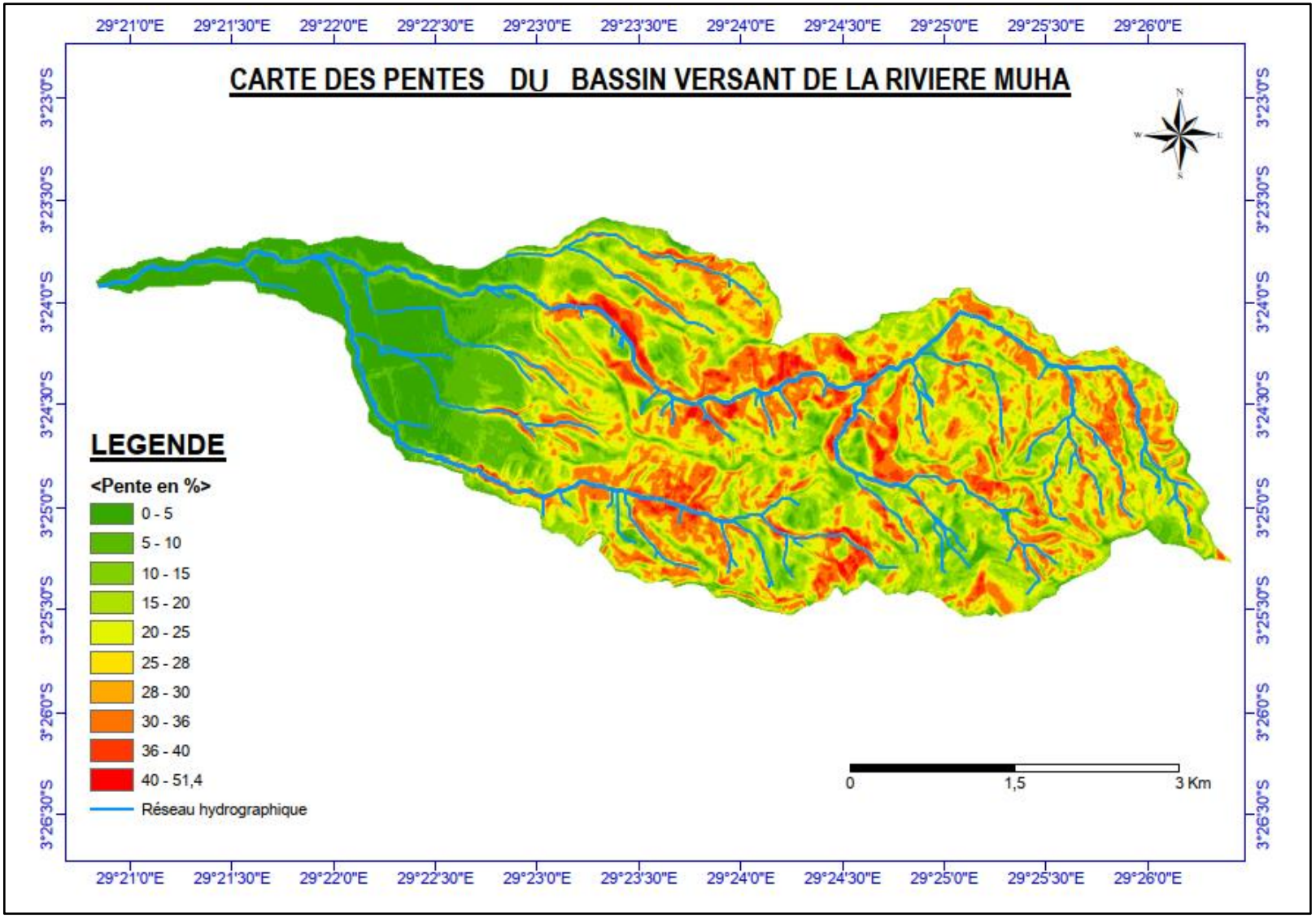


Figure II.3: Carte des pentes du bassin versant de la rivière Muha (Zone de projet).

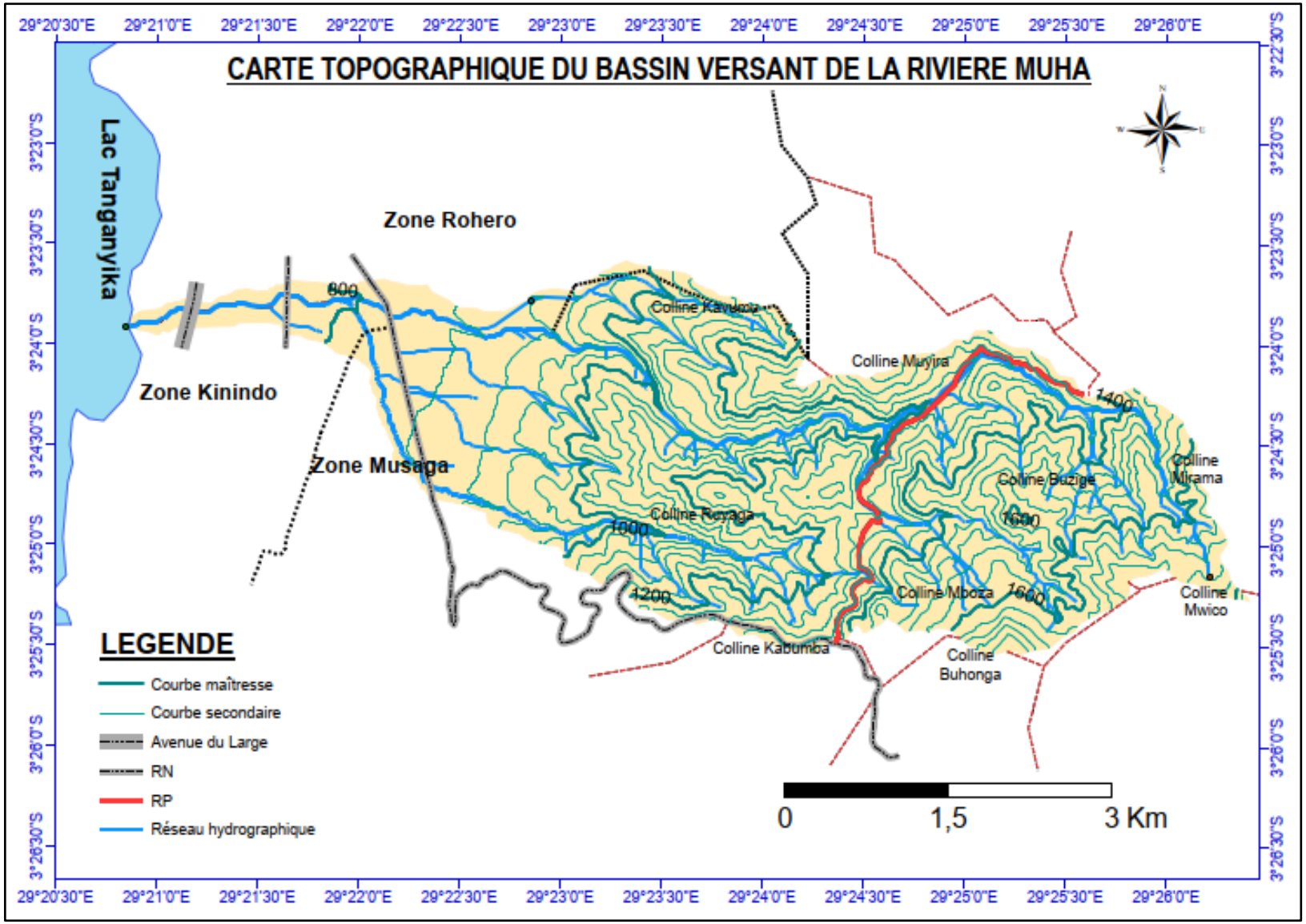


Figure II.4: Carte topographique du bassin versant de la rivière Muha (Zone de projet).

II.3. Végétation et pratiques agricoles dans la zone d'étude

Dans la partie rurale du bassin versant de la rivière Muha, on y trouve des zones boisées, des bananiers, des zones agricoles avec des cultures extensives. Avec la rareté des terres cultivables dues à la forte pression démographique, on trouve des champs aménagés presque partout, y compris même certains terrains à forte pente. Dans toute la zone rurale du bassin versant cultivée, les champs sont labourés dans le sens de la pente.

Dans la partie urbaine, les zones végétalisées sont essentiellement les espaces publics réservés aux réseaux divers (le long des routes), une petite bande tout autour des berges de la rivière Muha, les petits jardins familiaux et certains terrains des établissements publics et privés.

II.4. Urbanisation dans la zone d'étude

Le bassin versant d'étude couvre une zone rurale avec des habitations très dispersées et une zone urbanisée. Dans cette dernière, on y retrouve des quartiers avec des aspects urbanistiques différents : certains répondent mieux aux aspects urbanistiques et d'autres non. Ces derniers, connus sous le nom de bidonville, sont localisés pour la plupart des cas dans les zones périphériques des villes des pays en développement ; ce qui colle bien pour notre cas.

En effet, dans notre zone d'étude, chaque commune urbaine possède un territoire urbain bidonville. Pour la commune Muha, il s'agit du quartier Gikoto/Gitaramuka alors que pour la commune Mukaza, il s'agit de la localité Kanyari du quartier Kiriri-Vugizo. Ces derniers constituent des zones de résidence des groupes de population à très bas revenus.

Avec l'explosion démographique qui ne cesse de croître surtout en zone urbaine, la demande en logement a conduit le gouvernement du Burundi à aménager de nouveaux sites, qui autres fois étaient réservées à l'agriculture. Pour notre zone d'étude, les sites récemment viabilisés sont les sites Gatoke et Gasekebuye.

L'état d'urbanisation dans notre zone d'étude est présenté sur les images suivantes capturées sur Google Earth. Un accent particulier a été mis sur les zones anarchiquement construites évoquées dans les paragraphes précédents. C'est ainsi que la localité de Kanyari a été encerclée en jaune et le quartier Gikoto/Gitaramuka encerclé en rouge et sont, par la suite, présentées séparément en image agrandie comme le montre les figures suivantes :

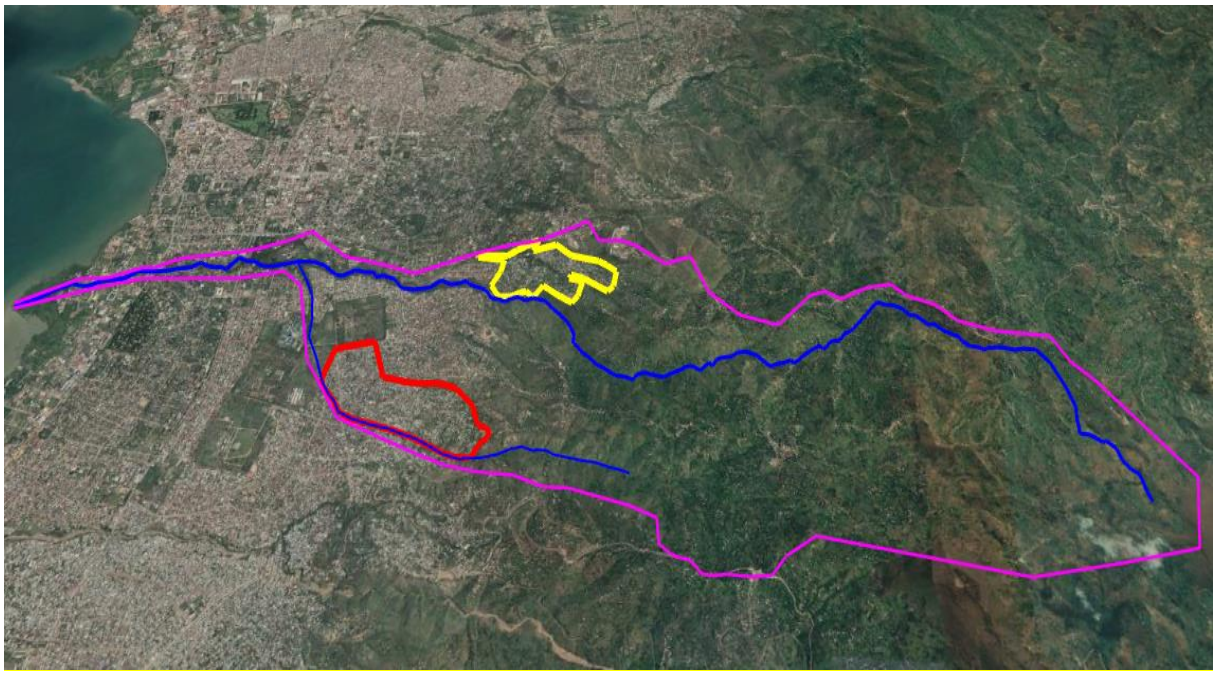


Figure II.5: Vue générale de la zone d'étude.

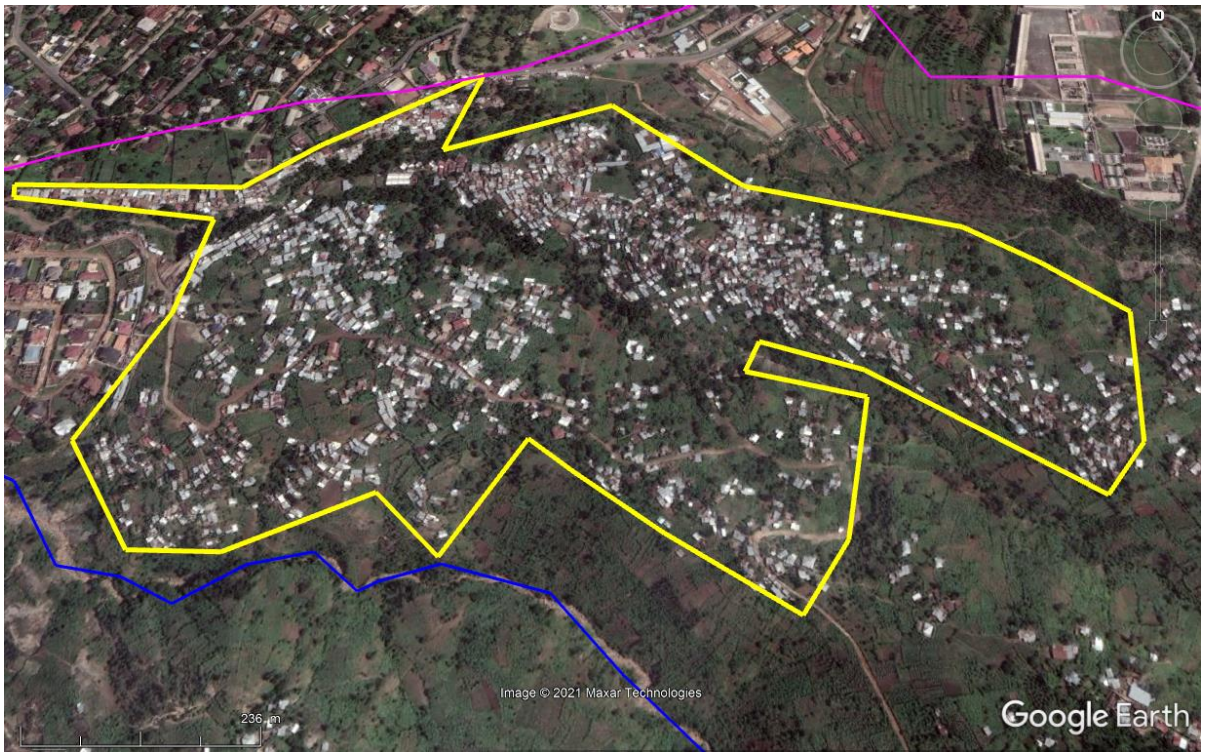


Figure II.6 : Vue de dessus de la localité de Kanyari



Figure II.7: Vue de dessus de la localité de GIKOTO/GITARAMUKA

Sur les deux dernières images, on peut remarquer que la voirie urbaine est insuffisante et que la totalité de la surface tend à être imperméabilisée. Cette situation fait augmenter la part des précipitations qui ruisselle et diminue considérablement le temps de concentration. Par conséquent, suite à une averse, les débits de ruissellement dans les affluents drainant respectivement ces deux zones atteignent leur pic dans une très brève délais avec une très grandes vitesses. Il en résulte une destruction de leurs chenaux par affouillement de leur lits et sapement de leurs berges. Ces derniers aboutissent au glissement des berges et à la destruction des ouvrages hydrauliques.

Afin de réduire les impacts de l'urbanisation anarchique et des constructions spontanées sur le réseau hydrographique, une intervention des différentes entités du gouvernement en charge de l'urbanisation devrait être envisagée. Les chargés de l'urbanisme devraient collaborer avec les environnementalistes, les sociologues, les hydrologues, les économistes, … et tenir compte de leurs interventions pour la bonne réussite de nouveaux projets d'aménagement urbains.

II.5. Situation géologique et pédologique de la zone d'étude

Le bassin versant de la rivière Muha se situe presque en totalité dans la région naturelle de Mirwa. Selon une carte géologique extrait de l'exposé du professeur SABUSHIMIKE Jean Marie, la zone d'étude connait six formations géologiques qui se suivent de l'Ouest à l'Est comme suit: alluvions et basse terrasses-dépôt lacustres et fluviatures- cônes alluviaux-gneiss migmatitiques-complexe de Buhonga (intrusion granitique avec intercalation des roches métamorphiques) -granites.

Les six formations sont présentées sur la carte géologique (feuille Bujumbura) suivante :

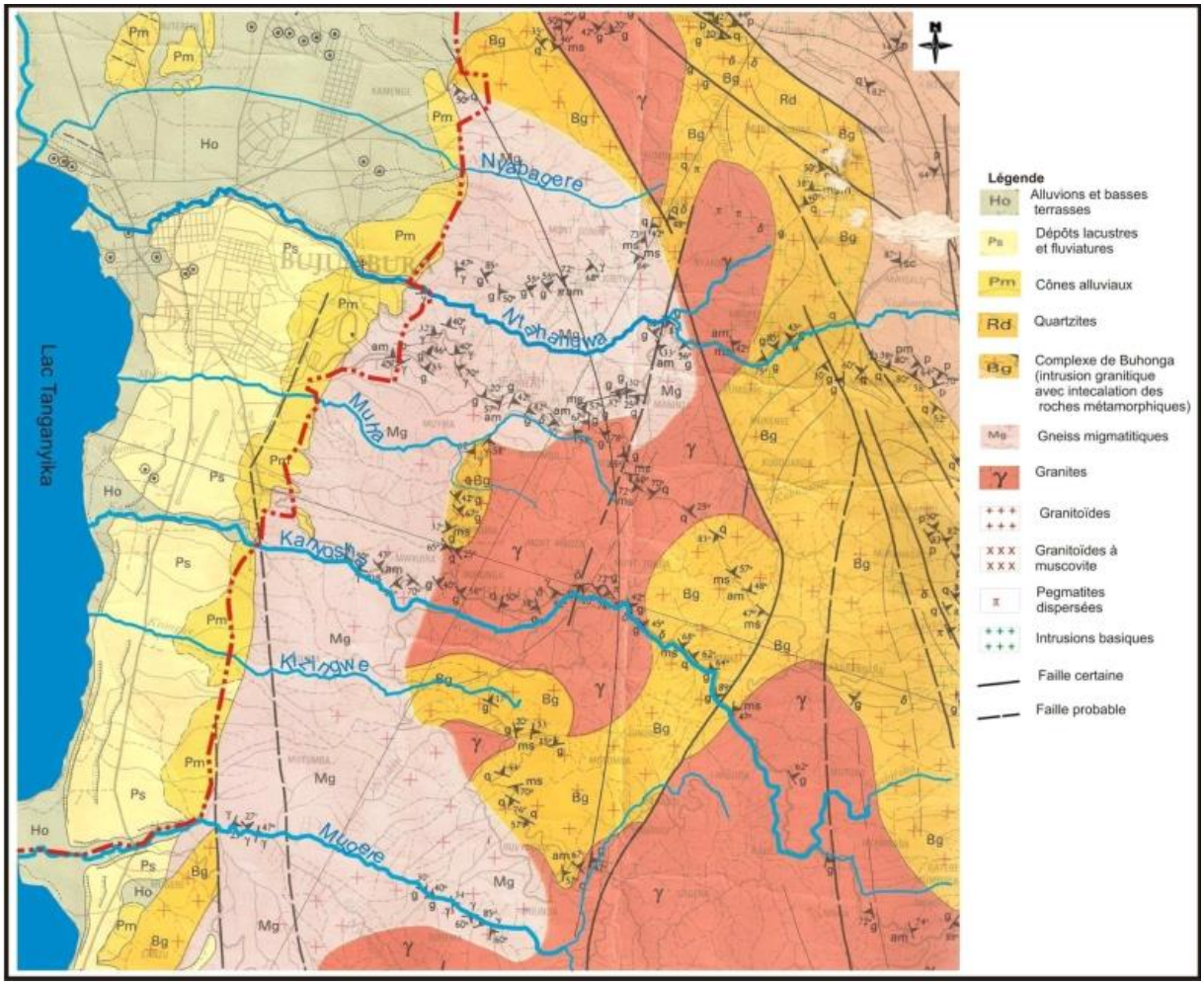


Figure II.8: Carte géologique de Bujumbura (SABUSHIMIKE, 2015)

II.6. Hydrographie du bassin versant de la rivière Muha.

Le bassin versant d'étude est celui drainé par la rivière Muha. Ses affluents principaux sont la rivière Mpimpa en aval, la rivière Gasenyi au milieu et la rivière Nyamurumbi en amont. De nombreux autres ruisseaux s'y jettent de l'amont à l'aval.

La rivière Muha est une rivière à caractère torrentiel caractérisé par des pentes brutes à l'amont et diminuant progressivement vers l'aval. De ce fait, l'instabilité des berges dans la partie amont de la rivière est due principalement à l'affouillement causé par des fortes vitesses d'eau de ruissellement. Dans la partie aval, la diminution progressive de la pente (vitesse) fait qu'elle soit une zone de dépôt. Il en résulte un risque imminent d'envasement des ouvrages hydrauliques et débordement du lit.

Pour mettre plus de lumière aux propos qui viennent d'être évoqués dans le précédent paragraphe, le profil en long de la rivière Muha est présentée sur la figure suivante :

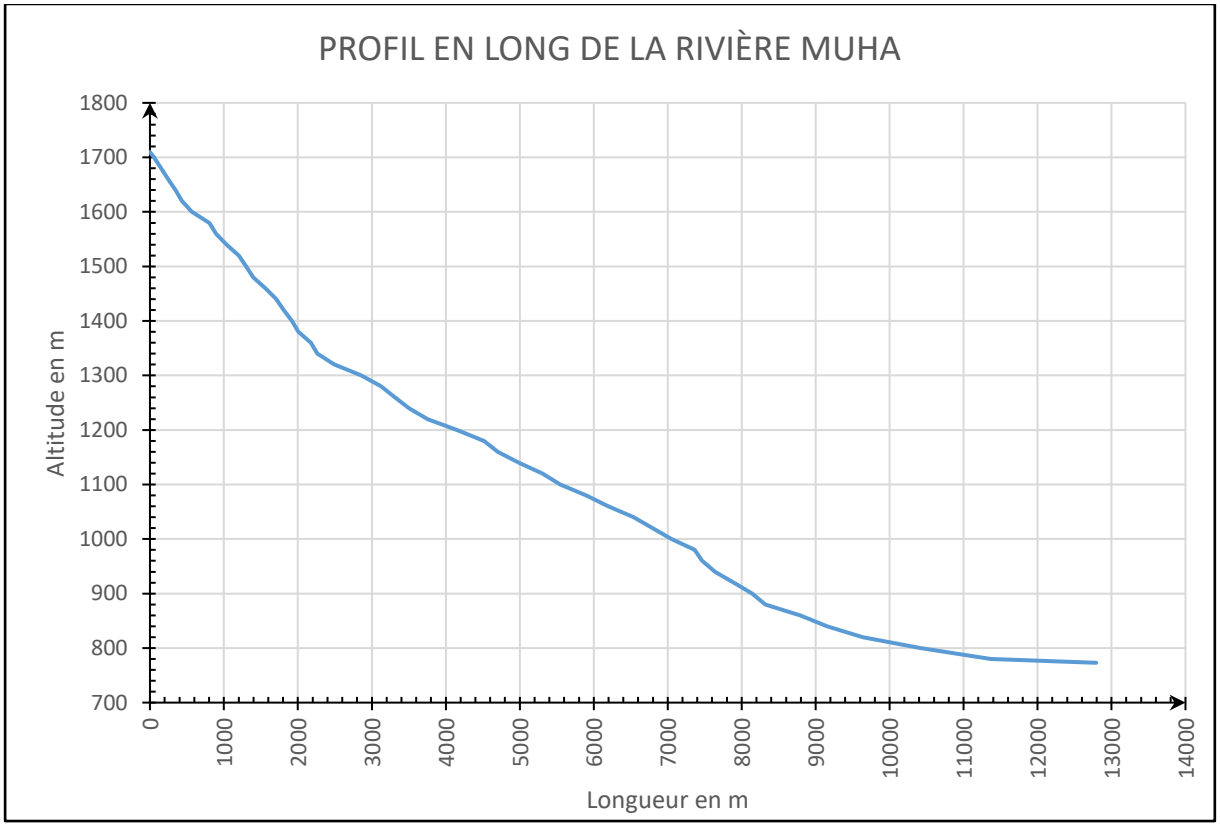


Figure II.9: Profil en long de la rivière Muha

II.7. Synthèse des caractéristiques du bassin versant.

Le tableau suivant présente une synthèse des caractéristiques du bassin versant de la rivière Muha.

Tableau II.1: Synthèse des caractéristiques du bassin versant de la rivière Muha

Exutoire considéré		Lac Tanganyika	Av. large	RN3	RN7	
Coordonnées de l'exutoire	Longitude	03°23'55.7"S	03°23'50,1"S	03°23'45,40"S	03°23'50,6"S	
	Latitude	29°20'45.24"E	29°21'10,37"E	29°21'38,70"E	29°22'08,83"S	
A. caractéristiques de disposition dans le plan						
Désignation	Symbole	Valeur	Valeur	Valeur	Valeur	Unité
Superficie	A	19,2462	19,1064	18,6161	12,5756	[km^2]
Périmètre	P	26,6218	25,2126	23,6213	21,0735	[km]
Longueur du rectangle équivalent	L	11,6603	10,8445	9,9373	9,1646	[km]
Largeur du rectangle équivalent	L	1,6506	1,7619	1,8734	1,3722	[km]
Coefficient de compacité	Kc	1,7118	1,6271	1,5444	1,6764	[-]
B. Hypsométrie						
$5^{ème}$ percentile de la surface	Z5%	1636,100	1635,204	1637,239	1663,894	[m]
$95^{ème}$ percentile de la surface	Z95%	811,500	819,480	832,300	856,806	[m]
Z5%-Z95%	D	824,600	815,724	804,939	807,088	[m]
C. Indice de pente ou de Volume						
Pente moyenne du bassin	I_{BV}	37,46%	37,73%	38,53%	40,77%	[%]
Indice de pente de roche	I_P	29,29%	30,24%	31,44%	32,43%	[-]
Indice de pente globale	I_g	7,07%	7,52%	8,10%	8,81%	[-]
Classe de relief	R_i	R6	R6	R6	R6	[-]
D. Hydrographie						
Longueur du plus long talweg	L_{twg}	13,251	12,443	11,464	10,471	[km]
Longueur du cours d'eau principale	L'	12,826	12,018	11,039	10,046	[km]
Altitude de la source la plus éloignée	Z_{amont}	1709,800	1709,800	1709,800	1709,800	[m]
Altitude de l'exutoire	Z_{aval}	773,000	781,000	798,000	823,000	[m]
Dénivelée totale du cours d'eau	$\Delta Z_{,tot}$	936,800	928,800	911,800	886,800	[m]
Pente moyenne du cours d'eau	I_{riv}	7,30%	7,73%	8,26%	8,83%	[%]

II.8. Evaluation du Curve Number caractéristique du bassin versant.

II.8.1. Introduction

Le Curve number (CN) est une fonction de la structure hydrogéologique du sol, de l'occupation du sol et de la pente (Monfet,1979). Le sol dominant dans la zone rurale est de type régosol et la classe hydrogéologique affectée est « C ». Pour la zone urbaine, le sol de surface a une texture qui varie du limon-sableux à sableux et la classe hydrogéologique correspondante à ce type de sol est « B ».

Afin d'évaluer l'impact de l'aménagement d'une portion du bassin versant sur son Curve number caractéristique, il est indispensable de passer à la discrétisation de son occupation. C'est ainsi que nous avons séparé l'occupation du sol du milieu rural avec celui du milieu urbain en incluant les sous-groupes d'occupation.

Dans la zone rurale, les grands types d'occupation du sol sont l'agriculture et les petites exploitations boisées, les habitations et les terrains nus. Pour la partie urbaine, nous distinguons trois grands types d'occupation à savoir les zones loties, la voirie urbaine et les équipements urbains.

II.8.2. Evaluation du Curve number en milieu rural

Partant des données de recensement de 2018, nous avons d'abord estimé le nombre de ménage pour chaque portion de la colline de recensement localisée dans notre zone d'étude. Le nombre total des ménages sur la partie de la colline de recensement située dans notre zone d'étude a été obtenu en multipliant la superficie relative par le nombre de ménage total de la colline.

Pour évaluer la superficie totale occupée par les toitures, une maisonnette de référence de 80m^2 d'emprise a été considérée pour chaque ménage. La cour familiale a été estimée à 50% de l'emprise de la maison.

Afin d'évaluer le nombre de ménage actuel, nous avons déterminé le taux de croissance annuel moyen des ménages à l'échelle national sur base des données de recensement de 1990 et celui de 2018. L'hypothèse considéré est que la croissance est de type exponentiel. Les résultats de notre estimation sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.2: Taux de croissance annuel des ménages au Burundi

Année de recensement	1990	2008
Nombre de ménage	1 150 603	1 685 533
Taux d'accroissement annuel	2,14%	

Une fois le taux de croissance annuel déterminé, nous avons déterminé le nombre de ménage probable en 2021 dans notre zone d'étude. C'est sur base de ce dernier que la surface bâtie et les terrains nus ont été évalué. Le tableau suivant présente les résultats :

Tableau II.3: Evaluation de la surface totale bâtie pour chaque portion de la colline de recensement appartenant dans la zone rurale du bassin versant de la rivière Muha.

Collines de recensement	Nbre de ménages	Superficie de la colline en ha (A)	Portion de la colline incluse dans le BV en ha (A')	Proportion de la colline (A'/A)	Nbre de ménages considérés		Surface bâtie en ha	Cour familiale en ha
					2008	2021		
Buhonga	439	257,8858	2,4798	0,96%	4	6	0,0480	0,0240
Buzige	795	317,6345	313,5005	98,70%	784	1033	8,2640	4,1320
Kabumba	792	209,6923	11,2010	5,34%	42	56	0,4480	0,2240
Kavumu	1312	225,7965	220,3436	97,59%	1280	1687	13,4960	6,7480
Mboza	851	327,9109	293,1589	89,40%	760	1002	8,0160	4,0080
Mirama	601	443,1171	58,0099	13,09%	78	103	0,8240	0,4120
Muyira	1033	264,5576	64,1056	24,23%	250	330	2,6400	1,3200
Mwico	345	492,4719	6,3945	1,30%	4	6	0,0480	0,0240
Ruyaga	650	502,9144	499,5893	99,34%	645	850	6,8000	3,4000
Total	6818	3041,9811	1468,7831	48,28%	3847	5073	40,5840	20,2920

En soustrayant la surface bâtie et celle occupée par les cours familiales de la surface totale de la zone rurale appartenant dans notre bassin versant, nous obtenons la surface occupée par l'agriculture :

- Surface rurale totale de la zone d'étude=1468,7831 ha
- Surface occupée par l'agriculture = (1468,7831-40,5440-20,2920) [ha]=**1407,9071** ha.

Après avoir évalué la superficie bâtie, la superficie des terrains nus et celle occupée par l'agriculture, nous avons déterminé la valeur du Curve number (CN) caractéristique du milieu rural par la moyenne pondérée. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.4: Détermination du CN caractéristique de la zone rurale du bassin versant d'étude.

Type d'occupation	Groupe du sol.	Condition d'infiltration	Pente	Surface (ha)	CN	Appréciation
Culture Extensive	C	Bonne	>8%	1407,9071	79	Culture extensive
Toit	C	Mauvaise		40,584	98	Imperméable
Cour familiale	C	Mauvaise	>8%	20,292	87	Surface dure
Synthèse Zone Rurale				1468,7831	79,64	

II.8.3. Evaluation du Curve number en milieu urbain.

En milieu urbain, dans les zones bien aménagées, la voirie urbaine couvre 20 à 40% de la surface totale. Pour notre projet, une emprise de la voirie de 20% a été considérée pour les quartiers bien aménagés. Pour les bidonvilles comme Gikoto (en commune urbaine de Muha) et Kanyari (en commune urbaine de Mukaza), l'emprise des routes a été évaluées à partir du linéaire (mésuré sur Google Earth) développé par toutes les routes y existant.

Dans les quartiers viabilisés appartenant dans notre zone d'étude, la voirie a été groupée en trois familles dont les routes nationales (RN3, RN7) pour lesquelles nous avons ajoutées l'Avenue du large, les routes asphaltées (Quartier Gasekebuye) et les routes non asphaltées (majoritairement pavées).

Les portions de linéaire développé par les routes asphaltées incluses dans la partie urbaine de notre zone d'étude sont :

- Voirie goudronnée de Gasekebuye :3879 m
- RN 7 :2277 m
- RN 3 :552 m
- Avenue du large :179 m

Les linéaires développés par les routes en terre des zones non aménagées incluses dans la partie urbaine de notre zone d'étude sont :

- Gikoto : 4 320,3 m
- Kanyari : 1529 m.

La largeur moyenne considérée pour les routes constituantes de la voirie urbaine dans notre zone d'étude est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Linéaires et emprises des routes de la zone urbaine de notre bassin versant d'étude

Désignation			Composante de l'emprise	Largeur des parties	Unité
Zone aménagée	Voirie et réseau divers	Route Asphaltée à l'intérieur des quartiers viabilisés	Linéaire totale développé	3879,00	[m]
			Chaussée asphaltée	6,00	[m]
			Trottoir	2,50	[m]
			Caniveau maçonné	2,00	[m]
			Réseau divers	4,50	[m]
			Emprise totale	15,00	[m]
		Route Nationale + Avenue du large	Linéaire totale	3008,00	[m]
			Chaussée asphaltée	7,00	[m]
			Trottoir	3,00	[m]
			Caniveau maçonné	2,00	[m]
			Réseau Divers	12,00	[m]
			Emprise totale	24,00	[m]
		Route non Asphaltée	Chaussée pavée	7,00	[m]
			Caniveau maçonné	2,00	[m]
			Réseau Divers	4,00	[m]
			Emprise totale	13,00	[m]
Zone non aménagée	Quartier Kanyari	Route en terre	Chaussée poussiéreuse	5,00	[m]
			Caniveau en terre	1,00	[m]
			Emprise totale	6,00	[m]
	Quartier Gikoto/Gitaramuka	Route en terre	Chaussée poussiéreuse	7,00	[m]
			Caniveau maçonné	1,00	[m]
			Réseau Divers	2,00	[m]
			Emprise totale	10,00	[m]

Une fois les caractéristiques de la géométrie transversale de la voirie urbaine définies, nous avons déterminé le Curve number pouvant caractériser le milieu urbain de notre zone d'étude. Les résultats d'évaluation sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Résultat d'évaluation du CN caractéristique du milieu urbain de notre zone d'étude.

Désignation	Grand groupe	Sous-groupe	Détails	% relatif	Groupe du sol	Emprise en ha	CN	Appréciation
Zone aménagée	Voirie et réseau divers 20%)	Routes Asphaltées à l'intérieur du quartier	Chaussée (6m)	0,40	B	2,327	98	Imperméable
			Trottoir (2,5m)	0,17	B	0,970	98	Imperméable
			Caniveau (2m)	0,13	B	0,776	100	Surface d'eau
			Réseau Divers (4,5m)	0,30	B	1,746	58	Prairie
			Total sous-groupe	1,00	B	5,819	86,27	
		Routes Nationales + Avenue du large	Chaussée (7m)	0,29	B	2,106	98	Imperméable
			Trottoir (3m)	0,13	B	0,902	98	Imperméable
			Caniveau (2m)	0,08	B	0,602	100	Surface d'eau
			Réseau Divers (12m)	0,50	B	3,610	58	Prairie
			Total sous-groupe	1,00	B	7,219	78,17	
		Routes non Asphaltées	Chaussée (7m)	0,54	B	26,475	96,00	Pavée perméable
			Caniveau (2m)	0,15	B	7,564	100,00	Surface d'eau
			Réseau Divers (4m)	0,31	B	15,129	58,00	Prairie
			Total sous-groupe	1,00	B	49,168	84,92	
		Total Voirie et réseaux divers			B	62,206	84,26	
	Bâtiments et équipements (80%)	Bâtiment (55%)	Toit et zone pavée	0,70	B	119,746	98,00	Imperméable
			Cour familiale	0,30	B	51,320	61,00	Gazonnée
			Total sous - groupe	1,00	B	171,066	86,90	
		Equipements (25%)	Toit et zone pavée	0,21	B	16,329	98,00	Imperméable
			Cours et espaces verts	0,79	B	61,428	58,00	Prairie
			Total sous - groupe	1,00	B	77,757	66,40	
		Total bâtiments et équipements			B	248,823	80,49	
	Synthèse zone aménagée				B	311,029	81,25	
Zone non aménagée	Quartier Kanyari	Routes en terre	Chaussée (5m)	0,83	B	0,765	82,00	Piste poussiéreuse
			Caniveau (1m)	0,17	B	0,153	82,00	Surface Dure/Compactée

Désignation	Grand groupe	Sous-groupe	Détails	% relatif	Groupe du sol	Emprise en ha	CN	Appréciation
			Total sous-groupe	1,00	B	0,917	82,00	
		Bâtiments	Toit et zone pavée	0,95	B	40,897	98	Imperméable
			Cour familiale	0,05	B	2,152	82	Surface Dure/Compactée
			Total sous - groupe	1	B	43,049	97,2	
		Agriculture	Extensive (20%)	1	B	10,992	79	Culture sur pente>8%
	Synthèse Kanyari				B	54,958	93,31	
	Quartier Gikoto	Routes en terre	Chaussée (7m)	0,70	B	3,024	82,00	Piste poussiéreuse
			Caniveau (1m)	0,10	B	0,432	100,00	Surface d'eau
			Réseau Divers (2m)	0,20	B	0,864	58,00	Prairie
			Total sous-groupe	1,00	B	4,320	79,00	
		Bâtiments	Toit et zone pavée	0,95	B	72,717	98	Imperméable
			Cour familiale	0,05	B	3,827	82	Surface Dure/Compactée
			Total sous - groupe	1,00	B	76,544	97,20	
		Agriculture	Culture extensive	1,00	B	8,985	79	Culture sur pente>8%
	Synthèse Gikoto / Gitaramuka				B	89,850	94,50	
Synthèse pour la zone urbaine						455,836	85,31	

Commentaire :

La valeur 85,31 du Curve number (CN) caractéristique de la situation initiale de notre zone d'étude est légèrement supérieure à celle présentée par Monfet (83) pour les zones résidentielles reposant sur le sol de type B. D'après les résultats ci-dessus, cette augmentation du CN est due à la présence des localités anarchiquement urbanisées (CN=93,31 pour Kanyari et CN=94,50 pour la localité de Gikoto/Gitaramuka) bien qu'elles soient moins étendues.

II.8.4. Synthèse d'évaluation du Curve number caractéristique de notre bassin versant.

Après avoir déterminé le Curve Number caractéristique du milieu rural et celui du milieu urbain, nous avons calculé le CN global. Ce dernier est égal à la moyenne pondérée des CN caractéristiques de ceux deux milieux.

Afin de tenir compte des conditions d'humidité du sol (AMC), les CN correspondants au sol sec et celui du sol humide ont été évalués. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.7: Synthèse d'évaluation du Curve Number global pour diverse conditions d'humidité.

Exutoire considéré		Lac Tanganyika	Avenue du large	RN3	RN7	
Coordonnées de l'exutoire	Longitude	03°23'55.73"S	03°23'50,11"S	03°23'45,40"S	03°23'50,65"S	
	Latitude	29°20'45.24"E	29°21'10,37"E	29°21'38,70"E	29°22'08,83"S	
A. Caractéristiques morphométriques						
Désignation	Symbole	Valeur	Valeur	Valeur	Valeur	Unité
Superficie totale	A	1924,620	1910,636	1861,609	1257,562	[ha]
Zone urbaine	A urbaine	455,836	441,853	392,826	157,628	[ha]
Zone rurale	A rurale	1468,783	1468,783	1468,783	1099,934	[ha]
Curve number de la zone urbaine	CN urbain	85,315				[-]
Curve number de la zone rurale	CN rural	79,636				[-]
Curve number global pour diverses conditions d'humidité antérieure	CNI	64,136	64,088	63,917	63,196	[-]
	CNII	80,981	80,949	80,834	80,347	[-]
	CNIII	90,735	90,717	90,655	90,388	[-]

CHAPITRE III: EVALUATION HYDROLOGIQUE POUR DIFFERENTES CONDITIONS D'AMENAGEMENT DU BASSIN VERSANT.

III.1 Détermination de la pluie du projet

Les précipitations journalières enregistrées au niveau des stations météorologiques de Buhonga, Isale et Aéroport de Bujumbura nous ont été fournies par l'Institut Géographique du Burundi (IGEBU). Ces précipitations ont fait l'objet d'une analyse suivi d'un traitement statistique pour la détermination de la pluie du projet.

Bien que les données des trois stations météorologiques localisées tout autour de notre zone d'étude nous soient données, compte tenu de la distance (latitude et longitude) et de l'altitude de ces stations par rapport au bassin d'étude, seules les précipitations de la station Buhonga ont été utilisées pour le présent projet.

Les inondations sont des événements extrêmes dues à des crues extrêmes qui surviennent après une certaine période de retour. Au cours du présent travail, l'analyse statistique des précipitations journalières maximales annuelles a été fait suivant quatre lois statistiques de traitement des variables aléatoires. Les lois utilisées sont la loi normale ou loi de Gauss, la loi log-normale ou loi de Galton, la loi de Gumbel ou loi doublement exponentielle et la loi de Pearson III.

Les résultats obtenus pour les différentes lois d'analyse ont été comparés aux valeurs expérimentales pour voir la loi qui semble mieux corrélée avec la réalité. Cette comparaison a été fait par visualisation graphique.

III.1.1. Analyse et prétraitement des données disponibles

Les données de la station de Buhonga ont été analysées, groupées et prétraitées afin de faciliter leurs analyses statistiques et leurs utilisations dans la suite de ce travail. Le tableau suivant présente les résultats de prétraitement :

Tableau III.1: Présentation des données pluviométriques utilisées pour ce travail.

Année	Nbre de J_P	P365	P30 min	P30max	P30	P24 max	Date de P24 max	ΣPi des cinq jours précédents P24 max	Observations
		mm	mm	mm	mm	mm		mm	
1971	168	1411,3	11,6	253,9	117,61	66,8	05/05/1971	40,9	P24 complètes
1972	152	1543,1	0	277,4	128,59	53,3	27/08/1972	1,4	P24 complètes
1973	136	1246,9	0	181,7	103,91	50	28/02/1973	19,3	P24 complètes
1974	140	1355	18,8	223,4	112,92	45,1	07/04/1974	41,1	P24 complètes
1975	129	1417,4	0	182,7	118,12	54,9	29/01/1975	35,1	P24 complètes
1976	144	1365,5	10	215,1	113,79	46,2	02/04/1976	20,7	P24 complètes
1977	154	1569,7	2,3	236,3	130,81	51,4	30/01/1977	5,7	P24 complètes
1978	141	1378,1	1,4	319,8	114,84	65,7	08/03/1978	31	P24 complètes
1979	127	1225,6	0	223,3	102,13	50,3	31/01/1979	7,4	P24 complètes
1980	139	1254,7	2,2	194,1	104,56	83,6	04/12/1980	14,8	P24 complètes
1981	152	1356,8	6,8	202	113,07	35,6	16/01/1981	10,2	P24 complètes
1982	140	1343,6	0	184,2	111,97	54,5	31/03/1982	13,3	P24 complètes
1983	147	1478,6	0	232,3	123,22	50,2	30/03/1983	22,3	P24 complètes
1984	121	1257,2	0	192,2	104,77	45,7	12/12/1984	7,6	P24 complètes
1985	142	1410,8	0	272,7	117,57	35,5	20/03/1985	47,9	P24 complètes
1986	153		0	262,5	124,09	42	12/10/1986	20,4	Abs. P24 Déc.
1987	147	1411,2	0	230,4	117,60	52,4	24/03/1987	1,3	P24 complètes
1988	167	1543,1	0	277,4	128,59	52,8	03/10/1988	20,4	P24 complètes
1989	141	1359	8,9	204,9	113,25	36,4	17/12/1989	41,3	P24 complètes
1990	126	1269,5	0	239,8	105,79	44,5	14/03/1990	20,6	P24 complètes
1991	149	1384,1	8,9	211,7	115,34	80,7	29/05/1991	20,2	P24 complètes
1992	124	1077,5	0	162,9	89,79	39,2	17/03/1992	0	P24 complètes
1993	117		0	215	118,60	47,8	11/01/1994	50,7	Abs. P24 Sept.
1994	130		3	262	130,47	39,7	13/03/1995	13,8	Abs. P24 Oct.
1995	128	1289,9	0	229,5	107,49	34,4	11/02/1996	5,6	P24 complètes
1996	121	1266,9	0	266,4	105,58	34	23/02/1997	28,1	P24 complètes
1997	163	1674,5	0	337,4	139,54	31,6	22/11/1997	77,7	P24 complètes
1998	152	1529,2	3,2	318,1	127,43	55,6	09/05/1998	4,2	P24 complètes
1999	76		0	188	73,94	42,2	04/03/1999	35,6	Abs. P24 Nov. et Déc.
2000	95	1183,1	0	331,7	98,59	60,8	28/03/2000	0	P24 complètes
2001	120	1468,7	0	310,7	122,39	52,7	17/12/2001	10	P24 complètes

Avec :

- J_P : jour des pluies ;
- P365 : précipitations annuelles ;
- P30 min : Précipitations mensuelles minimales ;
- P30 max : Précipitations mensuelles maximales ;
- P24 max : Précipitations journalières extrêmes annuelles ;

- P30 : Précipitations mensuelles moyennes ;
- P24 complètes : Précipitation journalières de tous les jours de l'année disponibles ;
- Abs : non disponibilités des données ;
- Sept. : Septembre ;
- Oct. : Octobre ;
- Nov. : Novembre ;
- Déc. : Décembre.

Commentaires :

De ce qui précède, nous remarquons que la majeure partie des précipitations extrêmes journalières annuelles correspond aux conditions optimales d'humidité (25 évènements). Les conditions moyennes (AMC II) ont eu lieu 5 fois durant les 31 ans d'observation et les conditions III (AMC III) n'ont eu lieu qu'une fois aux cours de cette période.

Si on considère les conditions optimales d'humidité du sol antérieure à l'averse pour le choix du débit de dimensionnement, le risque de dépassement associé sera de 6/31 (19,4%). Ce risque sera réduit à 1/31 (3,2%) si nous considérons les conditions moyennes d'humidité du sol. Ces dernières sont considérées dans la plupart des cas pratiques pour dimensionnement des ouvrages hydrauliques avec la méthode SCS-CN malgré ce risque de dépassement (3,2%). Pour la suite de ce travail, le calcul de la réponse hydrologique est fait pour les conditions moyennes d'humidité du sol antérieure à l'averse du projet.

Pour des années où on ne dispose pas toutes les données, les précipitations annuelles n'ont pas été évaluées. C'est pour cette raison que dans certaines cellules de la colonne des précipitations annuelles, il y a le message « abs ».

III.1.2. Fréquence expérimentale observée

L'équation générale donnant la probabilité de non dépassement d'une variable X se trouvant au rang m dans une série de n variables aléatoires rangées par ordre croissant est de la forme :

$$\boldsymbol{P_m = \frac{m-\alpha}{n+1-2\alpha}} \qquad \textbf{(III-1)}$$

Où :

- P_m : probabilité de non dépassement de la m^{ème} valeur ;
- m : rang qu'occupe la valeur ;
- n : nombre total d'observations
- α : Paramètre (qui varie selon l'auteur)

Le tableau ci-dessous présente quelques valeurs du paramètre α proposées par les différents auteurs :

Tableau III.2 : Valeurs du paramètre « α » selon les différents auteurs.

Auteur	α	Formule finale
Hazen	0.5	$p_m = \frac{m-0,5}{n}$
Weibul	0	$p_m = \frac{m}{n+1}$
Chegodayev	0.3	$p_m = \frac{m-0.3}{n+0.4}$
Blom	0.375	$p_m = \frac{m-3/8}{n+1/4}$
Tukey	0.333	$p_m = \frac{m-1/3}{n+1/3}$
Gringorten	0.44	$p_m = \frac{m-0.44}{n+0,12}$
Cunnane	0.4	$p_m = \frac{m-0,4}{n+0,2}$

La probabilité de dépassement de la variable X se trouvant au rang m est :

$$p(X \geq xm) = 1 - p(X \leq Xm). \quad \textbf{(III-2)}$$

La période de retour expérimentale est l'inverse de la probabilité de dépassement :

$$T_{exp} = \frac{1}{p(X \geq x_m)} \quad \textbf{(III-3)}$$

Où : T_{exp} est la période de retour en années.

Au cours du présent travail, le coefficient α de Hazen a été adoptée.

Le tableau suivant présente les différentes probabilités et périodes de retour expérimentale des précipitations extrêmes journalières annuelles observées aux cours des 31 ans de période d'observation.

TableauIII.3: Valeurs des probabilités au non dépassement et de dépassement des précipitations extrêmes journalières observées.

Année	P_{24}max	N°	P_i croissant	p(X≤xi)	p(X≥Xi)	T_{exp}
1971	66,8	1	31,6	0,016	0,984	1,02
1972	53,3	2	34	0,048	0,952	1,05
1973	50	3	34,4	0,081	0,919	1,09
1974	45,1	4	35,5	0,113	0,887	1,13
1975	54,9	5	35,6	0,145	0,855	1,17
1976	46,2	6	36,4	0,177	0,823	1,22
1977	51,4	7	39,2	0,210	0,790	1,27
1978	65,7	8	39,7	0,242	0,758	1,32
1979	50,3	9	42	0,274	0,726	1,38
1980	83,6	10	42,2	0,306	0,694	1,44
1981	35,6	11	44,5	0,339	0,661	1,51
1982	54,5	12	45,1	0,371	0,629	1,59
1983	50,2	13	45,7	0,403	0,597	1,68
1984	45,7	14	46,2	0,435	0,565	1,77
1985	35,5	15	47,8	0,468	0,532	1,88
1986	42	16	50	0,500	0,500	2,00
1987	52,4	17	50,2	0,532	0,468	2,14
1988	52,8	18	50,3	0,565	0,435	2,30
1989	36,4	19	51,4	0,597	0,403	2,48
1990	44,5	20	52,4	0,629	0,371	2,70
1991	80,7	21	52,7	0,661	0,339	2,95
1992	39,2	22	52,8	0,694	0,306	3,26
1993	47,8	23	53,3	0,726	0,274	3,65
1994	39,7	24	54,5	0,758	0,242	4,13
1995	34,4	25	54,9	0,790	0,210	4,77
1996	34	26	55,6	0,823	0,177	5,64
1997	31,6	27	60,8	0,855	0,145	6,89
1998	55,6	28	65,7	0,887	0,113	8,86
1999	42,2	29	66,8	0,919	0,081	12,40
2000	60,8	30	80,7	0,952	0,048	20,67
2001	52,7	31	83,6	0,984	0,016	62,00

Avec les résultats ci-dessus, si on allait extrapoler les valeurs des précipitations de période de retour donnée par interpolation linéaire, nous pouvons remarquer facilement qu'il était impossible de trouver une précipitation maximale journalière qui aurait une période de retour supérieur à 62 ans. Afin d'y arriver, les méthodes d'extrapolation statistiques basées sur des lois de probabilité sont les mieux indiquées. La plupart de ces dernières fait recours à des tables préétablies. Ces dernières étant fastidieuses à être

utilisées et, avec l'introduction de l'outil Excel, il est possible de les contourner en passant par l'équation générale.

III.1.3. Equation générale de détermination du quartile d'une période de retour T

Chaque valeur de la variable x de la série de n variables aléatoires X (x1, x2, …, Xn) peut être exprimée en fonction de la moyenne et de l'écart par rapport à la moyenne par :

$$x = \bar{x} + \Delta x \quad \textbf{(III-4)}$$

Où $\bar{x}$ est la moyenne et Δx est l'écart par rapport à la moyenne.

L'écart par rapport à la moyenne est une fonction des caractéristiques de dispersion de la distribution :

$$\Delta x = k.s \quad \textbf{(III-5)}$$

Où « k » est un facteur de fréquence et « s » est l'écart type de la série des variables aléatoires.

$$\Rightarrow \quad x = \bar{x} + k.s \quad \textbf{(III-6)}$$

Pour un quartile de période de retour T, la valeur correspondante (X_T) est déterminée par l'expression générale suivante :

$$x_T = \bar{x} + k_T.s \quad \textbf{(III-7)}$$

Chaque loi de probabilité est caractérisée par son facteur de fréquence.

III.1.4. Valeur de k_T pour différentes lois de probabilité utilisées dans le présent travail.

III.1.4.1. Loi Normale ou de Gauss.

La loi normale est une loi à deux paramètres dont la fonction de densité de la probabilité est :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\frac{-(X-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad \textbf{(III-8)}$$

Où : $\begin{cases} f(x)\ est\ la\ fonction\ de\ la\ densité\ de\ probabilité; \\ \sigma\ est\ l'écart\ type\ de\ la\ population\ estimé\ par\ s; \\ \mu\ est\ la\ moyenne\ de\ la\ population\ estimée\ par\ \bar{x}. \end{cases}$

La probabilité de non dépassement d'une variable x_i est calculée par l'intégrale :

$$p(X \leq x_i) = F(x) = \int_{-\infty}^{x_i} f(x)dx$$

$$\Leftrightarrow F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\frac{-(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \quad \textbf{(III-9)}$$

En posant $z = \frac{x-\mu}{\sigma}$, un paramètre de réduction, on aura :

$$p(z \leq z_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{z_i} e^{-\frac{1}{2}z^2} dz \quad \textbf{(III-10)}$$

Si on connaît la probabilité de non dépassement, la variable réduite z_i correspondante est déterminée en Excel par la fonction « LOI.NORMALE. STANDARD.INVERSE. N » en y entrant la probabilité correspondant à z_i.

Pour la loi normale, le facteur de fréquence (k) est égal à la valeur de la variable réduite (z). On a donc :

$$x_T = \mu + z_T . \sigma \quad \textbf{(III-11)}$$

III.1.4.2. Loi de Gumbel ou loi doublement exponentielle.

La loi de Gumbel ou loi doublement exponentielle est une loi de probabilité à deux paramètres dont la fonction de répartition ou fréquence de non dépassement s'écrit :

$$p(X \leq x_i) = F(x) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \quad \textbf{(III-12)}$$

Si on pose, $u = \frac{X-a}{b} \Leftrightarrow x = a + u.b$; On aura :

$$p(X \leq x_i) = F(x) = e^{-e^{-u}}$$

$$\Leftrightarrow u = -ln\,[-ln\,(F(x)] \quad \textbf{(III-13)}$$

Pour un quartile x_T de période de retour T, on aura :

$$x_T = a + u_T . b \quad \textbf{(III-14)}$$

Avec : $u_T = -\ln\,[-\ln\,(F(x_T)]$

$$\Leftrightarrow u_T = -\ln\,[-\ln\,(1 - 1/T)]$$

$$\Leftrightarrow u_T = -ln\,[ln\,(\frac{T}{T-1})] \quad \textbf{(III-15)}$$

Pour une série de n variable x_i, les paramètres de position « a » et d'échelle « b » peuvent être déterminé par l'une des quatre méthodes à savoir la méthode graphique (méthode de la droite de régression), la méthode des moments, la méthode de L-moment et la méthode du maximum de vraisemblance.
Afin d'établir l'Equation générale d'un quartile X_T correspondant à une période de retour T, le facteur de fréquence de la loi de Gumbel est calculé à partir des expressions des paramètres « a » et « b » déterminés avec la méthode des moments.

En effet, par la méthode des moments, les paramètres « a » et « b » sont déterminés en résolvant le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\mu = a + b.\gamma} \\ \boldsymbol{\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} * b^2} \end{cases} \text{ avec } \boldsymbol{\gamma = 0,5772} \ \ la\ constante\ d'Erreur \text{ (Brunet-Moret,Y.,1969)}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} b = \frac{\sqrt{6}}{\pi}.\sigma \\ a = \mu - \frac{\sqrt{6}}{\pi}.\sigma\ .\gamma \end{cases} \quad \textbf{(III-16)}$$

En reportant les valeurs de « a » et « b » dans l'équation III-14, on aura :

$$x_T = \mu - \frac{\sqrt{6}}{\pi}.\sigma\ .\gamma - \frac{\sqrt{6}}{\pi}.\sigma\ .ln[\ln(\frac{T}{T-1})]$$

$$\Leftrightarrow \quad x_T = \mu - \frac{\sqrt{6}}{\pi}.\sigma\ (\gamma + ln[\ln(\frac{T}{T-1})]$$

$$\Leftrightarrow \quad x_T = \mu - \frac{\sqrt{6}}{\pi}.\sigma\ (0{,}5772 + ln[\ln(\frac{T}{T-1})]$$

$$\Leftrightarrow \quad x_T = \mu + k_T.\sigma$$

Avec :

$$k_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi}\ (0{,}5772 + ln[\ln(\frac{T}{T-1})] \quad \textbf{(III-17)}$$

Avec : $\begin{cases} k_T\ est\ le\ facteur\ de\ fréquence\ de\ la\ loi\ de\ Gumbel; \\ \sigma\ est\ l'écart\ type\ de\ la\ population\ estimé\ par\ s; \\ \mu\ est\ la\ moyenne\ de\ la\ population\ estimée\ par\ \bar{x}. \end{cases}$

III.1.4.3. Loi Log-normale ou Loi de Galton.

La loi log-normale est une loi de probabilité à deux paramètres dont la fonction de répartition s'écrit :

$$p(X \leq x_i) = \int_0^{x_i} f(x)dx = F(x) = \frac{1}{x.\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^{x_i} e^{\frac{-(lnx-\mu)^2}{2\sigma^2}}\ dx \quad \textbf{(III-18)}$$

Avec : $0 < x < +\infty$

En posant $\boldsymbol{y}$ =**lnx** et $\boldsymbol{z = \frac{lnx-\mu}{\sigma}}$; la loi log-normale devient la loi normale standard de variable aléatoire y.

Le facteur de fréquence de la loi log-normale est le même que celui de la loi normale à l'exception qu'il est appliquée au logarithme de la variable (Mohammed B &M.I., 2019).

On a :

$$y_T = \bar{y} + k_T.s_y \quad \textbf{(III-19)}$$

Par rapport à la variable x, la moyenne et l'écart type de la variable sont calculés par les expressions suivantes :

$$\bar{y} = \mu_y = \frac{1}{2} ln\ (\frac{\mu_x^4}{\mu_x^2 + \sigma_x^2}) \quad \textbf{(III-20)}$$

et $$s_y^2 = \sigma_y^2 = ln\left(\frac{\mu_x^2+\sigma_x^2}{\mu_x^2}\right)$$ **(III-21)**

Le quartile correspondant à la période de retour T est donc évalué par :

$$x_T = Exp(y_T)$$ **(III-22)**

III.1.4.4. La loi de Pearson III

La loi Pearson III est une loi de probabilité à trois paramètres dont la fonction de densité de probabilité s'écrit :

$$f(x) = \frac{1}{\lambda\Gamma(\beta)}\left(\frac{x-\gamma}{\lambda}\right)^{\beta-1)}.e^{\frac{-(x-\gamma)}{\lambda}}$$ **(III-23)**

Avec $\lambda, \beta\ et\ \gamma$ des paramètres estimés par les relations suivantes :

$$\beta = (2/C_s)^2\ ;$$ **(III-24)**

$$\lambda = \frac{s}{\sqrt{\beta}}\ ;$$ **(III-25)**

$$\gamma = \bar{x} + s\sqrt{\beta}$$ **(III-26)**

Où « C_s » est le coefficient d'asymétrie de la distribution et « s » son écart type.

Le quartile correspondant à la période de retour T est calculé par l'équation de fréquence généralisée suivante :

$$x_T = \bar{x} + k_T.s$$ **(III-27)**

Le facteur de fréquence k_T de la loi Pearson III est calculé par l'expression suivante :

$$k_T = \frac{2}{C_s}\left\{\left[\frac{C_s}{6}\left(z - \frac{C_s}{6}\right) + 1\right]^3 - 1\right\}$$ **(III-28)**

Avec z la variable réduite de la loi normale correspondante au quartile X_T.

III.1.4.5. Expressions de calcul des différentes caractéristiques de la distribution

- La moyenne :

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i$$ **(III-29)**

- La variance :

$$var\ (x) = \frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2$$ **(III-30)**

- L'écart type:

$$s = \sqrt{var(x)}$$ **(III-31)**

- Coefficient d'asymétrie :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)*(n-2)} . \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^3}{s^3} \quad \textbf{(III-32)}$$

- Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \quad \textbf{(III-33)}$$

Dans ces expressions, n désigne l'effectif total de la population.

III.1.5. Caractéristiques de la série des valeurs expérimentales

Le tableau suivant présente les caractéristiques de distribution de la série des précipitations maximales journalières annuelles à la station de Buhonga.

Tableau III.4 : Caractéristiques de la distribution de la série des précipitations.

Caractéristiques de la distribution		
Moyenne de x	$\bar{x}$	49,54
Variance de x	Var(x)=s^2	156,657
Ecart type de x	S	12,5163
Coefficient de variation	Cv	0,25267
Coefficient d'asymétrie	Cs	1,04183
Moyenne de y=ln X	$\bar{y}$	3,87175
Ecart type de y	s_y	0,24877

III.1.6. Présentation des résultats d'analyse des précipitations.

Les résultats de l'analyse statistique des précipitations annuelles maximales journalières suivant la loi Normale, Gumbel , Log-normale et Pearson-III sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5: Synthèse des résultats d'analyse fréquentielle des précipitations.

	P(X>=xi)	P(X<=xi)	Normale		Gumbel		Log-normal		Pearson III	
T(ans)	P(X_T)	F(X_T)	K_T=Z_T	X_T (mm)	k_T	X_T (mm)	y_T	X_T (mm)	K_T	X_T (mm)
1,25	0,8	0,2	-0,842	39,00	-0,821	39,26	3,662	38,95	-0,847	38,94
2	0,5	0,5	0,000	49,54	-0,164	47,48	3,872	48,03	-0,168	47,43
5	0,2	0,8	0,842	60,07	0,719	58,54	4,081	59,21	0,748	58,93
10	0,1	0,9	1,282	65,58	1,305	65,86	4,191	66,06	1,335	66,24
25	0,04	0,96	1,751	71,45	2,044	75,12	4,307	74,24	2,048	75,17
50	0,02	0,98	2,054	75,24	2,592	81,98	4,383	80,05	2,561	81,59
100	**0,01**	**0,99**	**2,326**	**78,65**	**3,137**	**88,80**	**4,450**	**85,67**	**3,058**	**87,81**
250	0,004	0,996	2,652	82,73	3,853	97,77	4,532	92,90	3,698	95,82
500	0,002	0,998	2,878	85,56	4,395	104,54	4,588	98,27	4,173	101,77
1000	0,001	0,999	3,090	88,21	4,936	111,31	4,641	103,60	4,643	107,65

Les résultats présentés dans le tableau-ci dessus sont également représentés graphiquement dans le repère suivant :

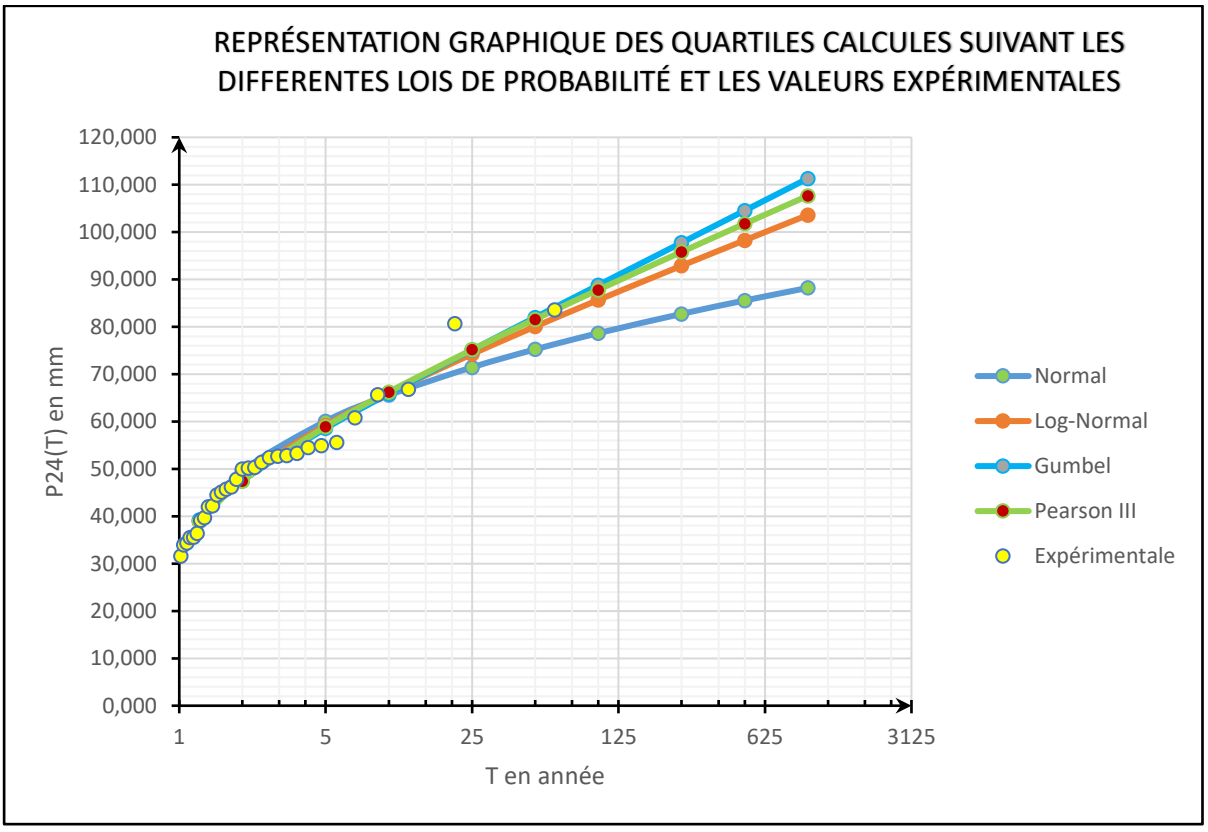


Figure III.1: Représentation graphique des résultats d'analyse fréquentielle des précipitations

III.1.7. Analyse et discussion des résultats

Si on observe les quatre courbes représentées sur le graphique ci-dessus et les points expérimentaux, on peut remarquer que pour une période de récurrence inférieure ou égale à 10ans, les courbes de la loi de Gumbel, log-normale et Pearson III sont presque confondues. Au-delà de 10ans, les trois courbes commencent à se décaler avec un écart très net pour une période de retour égale à 1000ans (C'est-à-dire lorsque T tend vers l'infini).

Pour la courbe de la loi normale, elle est très décalée des autres. Ceci est logique du fait que la moyenne, le mode et la médiane de la série de distribution de la variable aléatoire sont décalés alors que pour une distribution qui suit une loi normale, les 3 paramètres de position devraient coïncider.

Il reste à choisir la courbe qui représente mieux la série entre les courbes Gumbel, log-normale et Pearson III. On remarque que la période de retour correspondante à la plus grande valeur de précipitation expérimentale se situe sur la courbe Pearson III bien que la valeur précédente lui soit décalée. Pour la suite de ce travail, nous avons jugé bon d'adopter la loi Pearson III comme la loi de probabilité représentant au mieux la série des observations.

III.2. Détermination de la pluie nette

La pluie nette du projet est calculée par la méthode SCS-CN (décrit au chapitre I) pour la situation actuelle d'aménagement et son évolution en cas de réaménagement du bassin versant.

III.2.1. Evaluation de la pluie nette pour la situation initiale d'aménagement : S.I

Pour la situation initiale, la pluie interceptée (par le feuillage et les dépressions éventuelles du sol) est prise égale à 20% du déficit potentiel maximal (IA=0,2S). La hauteur totale de la pluie nette est évaluée pour la période de retour de 100 ans dans les conditions moyennes d'humidité du sol (AMC II) antérieure à l'averse. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Résultats d'évaluation de la pluie nette pour la situation initiale (SI) d'aménagement.

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	Mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	80,981	59,655	11,931	42,477	0,484
Av. large	87,806	80,949	59,778	11,956	42,419	0,483
RN 3	87,806	80,834	60,224	12,045	42,208	0,481
RN 7	87,806	80,347	62,127	12,425	41,323	0,471

Avec :

- P : précipitation totale
- CN : Curve number ;
- S : Déficit potentiel maximal du sol ;
- IA : Pluie interceptée (initial abstraction) ;
- HN : Pluie nette ou efficace ;
- Cr : Coefficient de ruissellement.

III.2.2. Evolution de la pluie nette avec les nouvelles orientations urbaines actuelles : S.I + N.O.U.A

Depuis 2020, l'administration de la commune Mukaza a initié une nouvelle politique de gestion de l'espace public urbain le long de la voirie. Cette dernière consiste à paver toute l'espace publique le long de la voirie urbaine dans cette commune. Cette mesure a été saluée par l'administration de la mairie de Bujumbura et risque d'être suivie dans les deux autres communes urbaines.

Cette mesure, Bien qu'elle soit saluée par les autorités administratives en exercice, risque d'avoir des conséquences sur le ruissellement. Le présent paragraphe essaie d'anticiper sur les impacts que cette mesure pourrait induire sur le ruissellement dans le bassin versant de la rivière Muha au cas où elle sera mise en place.

En effet, le paramètre sur lequel agit la nouvelle politique urbaine est le CN. L'espace publique réservée aux réseaux divers était anciennement assimilée à une prairie (CN=58). Avec la nouvelle politique, elle sera assimilée à une surface imperméable (surface pavée avec CN=98).
Compte tenu de cette modification d'occupation d'une portion de la zone urbaine, la valeur caractéristique du CN global va augmenter comme le montre les résultats illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.7: Synthèse d'évaluation du CN par intégration de la nouvelle orientation urbaine actuelle.

		Exutoire considéré				
		Lac Tanganyika	Av. large	RN3	RN7	
Désignation	Symbole	Valeur	Valeur	Valeur	Valeur	Unité
Superficie totale	A	1924,620	1910,6356	1861,6094	1257,5619	[ha]
Zone urbaine	$A_{urbaine}$	455,836	441,8525	392,8263	157,6276	[ha]
Zone rurale	A_{Rurale}	1468,783	1468,783	1468,783	1099,9343	[ha]
CN urbain	CN II urbain	86,388	86,388	86,388	86,388	[-]
CN rurale	CN II rural	79,73	79,732	79,732	79,732	[-]
CN global pour diverses conditions d'humidité antérieures	CNI	64,627	64,571	64,369	63,520	[-]
	CNII	**81,309**	**81,271**	**81,137**	**80,566**	**[-]**
	CNIII	90,913	90,893	90,820	90,508	[-]

En introduisant les nouvelles valeurs des Curve number dans la formule SCS-CN, la pluie nette va être différente de celle initiale. Le tableau suivant illustre les résultats :

Tableau III.8: Synthèse d'évaluation de la pluie nette conséquente de la nouvelle orientation urbaine actuelle.

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	81,309	58,390	11,678	43,083	0,4907
Av. large	87,806	81,271	58,533	11,707	43,014	0,4899
RN 3	87,806	81,137	59,052	11,810	42,765	0,4870
RN 7	87,806	80,566	61,268	12,254	41,720	0,4751

Commentaires : Avec les nouvelles orientations urbaines actuelles, on remarque une légère augmentation du coefficient de ruissellement (de l'ordre de millième) par rapport à la situation initiale (SI).

III.2.3. Evolution de la pluie nette si des réservoirs de 5m³ de capacité sont aménagés par chaque ménage rural : S.I+R_r

Ses dernières décennies, le Burundi est en train de mettre des efforts considérables dans le secteur agricole. Malheureusement, il reste l'un des pays les plus touchés par l'insécurité alimentaire. Plus de 50% des enfants de moins de 5ans souffrent d'une mal nutrition chronique.

Pour combattre ce fléau, le gouvernement du Burundi, par le biais de son ministère ayant l'agriculture dans ses attributions, ne cesse de sensibiliser la population rurale d'aménager des potagers autour des ménages. Le grand défi auquel cette population fait face est l'arrosage de ses potagers quand il ne pleut pas. Pour pallier à cela, les responsables de certains ménages ont décidé d'installer des petits réservoirs surélevés pour recueillir les eaux de pluie provenant de leur toiture. En plus d'être utilisée pour l'arrosage, ces eaux peuvent être utilisées pour des fins pastorales et sanitaires. Pour l'irrigation, il y a moyen d'aménager un réservoir enterré. Ce dernier semble être moins coûteux par rapport à un réservoir surélevé et peut recueillir des eaux provenant de la cour familiale en plus des eaux de la toiture.

Peu importe leur usage, les eaux recueillies dans des réservoirs augmentent la fraction d'eau interceptée et ne vont pas contribuer aux ruissellements. Le présent paragraphe évalue la lame d'eau ruisselante (pluie nette) au cas où un réservoir de 5 m^3 de capacité serait aménagé pour chaque ménage de la zone rurale dans notre bassin versant.

En effet, si de tels réservoirs sont aménagés, la lame additionnelle d'eau interceptée ramenée au niveau du bassin versant est déduite du volume total d'eau interceptée par la superficie totale du bassin versant. On a donc :

$$I_{add} = \frac{1000*V}{A} \qquad \textbf{(III-34)}$$

Où : $\begin{cases} I_{add}: interception\ additionnelle\ en\ mm; \\ V: volume\ total\ d'eau\ interceptée\ dans\ les\ réservoirs\ des\ ménages\ en\ m^3 \\ A: Surface\ du\ bassin\ versant\ en\ m^2. \end{cases}$

Le tableau suivant présente les résultats d'évaluation de la lame d'eau additionnelle interceptée dans les réservoirs au cas où ils seraient mis en place dans la zone rurale.

Tableau III.9: Résultats d'évaluation de la lame d'eau interceptée dans les réservoirs ruraux.

Exutoire considéré		Lac Tanganyika	Av. large	RN3	RN7	
Désignation	Symbole	Valeur	Valeur	Valeur	Valeur	Unité
Nombre total de ménage rural	N	5073	5073	5073	5073	Ménages
Nombre de ménage rural relatif au BV	Ni/N	1,000	1,000	1,000	0,749	-
Nombre de ménage considéré	Ni	5073	5073	5073	3799	Ménages
Volume du réservoir par ménage	R	5	5	5	5	m^3
Volume total	V	25365	25365	25365	18995	m^3
Surface du Bassin versant	A	19246195	19106356	18616094	12575619	m^2
Lame d'eau interceptée additionnelle.	I_{add}	1,318	1,328	1,363	1,510	mm

En intégrant cette lame d'eau additionnelle interceptée dans les réservoirs ruraux, la pluie nette change par rapport à la situation initiale. Les nouvelles valeurs de la pluie efficace pour différentes périodes de retour et conditions d'humidité sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Synthèse d'évaluation de la pluie nette résultante de l'aménagement des réservoirs de 5 m^3 pour chaque ménage rural de notre bassin versant : Si+Rr

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	80,981	59,655	13,249	41,417	0,472
Av. large	87,806	80,949	59,778	13,283	41,352	0,471
RN 3	87,806	80,834	60,224	13,407	41,116	0,468
RN 7	87,806	80,347	62,127	13,936	40,124	0,457

Commentaire : Par rapport à la situation initiale, on remarque une légère diminution du coefficient de ruissellement (de l'ordre de millième).

III.2.4. Evolution de la pluie nette en cas d'aménagement des fosses antiérosives dans la zone rurale de notre bassin versant : S.I+F.A

III.2.4.1. Introduction

Les fosses antiérosives ou tranches antiérosives sont des ouvrages de lutte contre l'érosion hydrique utilisés en milieu rural agricole ou forestier pour la conservation et la préservation de la qualité du sol. Elles favorisent l'infiltration des eaux de pluies en jouant le rôle des réservoirs partiels. Leur espacement est fonction de la pente moyenne du terrain. Le présent paragraphe est consacré à l'évaluation de leur effet sur le ruissellement direct au cas où les fosses antiérosives seraient aménagées dans la partie rurale de notre bassin versant d'étude.

En effet, la zone rurale de notre bassin versant se trouve au-dessus de l'altitude de 1000m et la première fosse isohypse proposée sera à la cote de 1000m.

III.2.4.2. Dimensionnement des fosses antiérosives

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont essayé d'établir des formules empiriques donnant la différence d'altitude entre deux fosses antiérosives consécutives. Les formules les plus utilisées sont :

- La formule de RAMSER (USA) :

$$H = 0{,}305(a + \frac{P}{b}) \quad \textbf{(III-35)}$$

$$O\text{ù: } \begin{cases} H: dénivelée\ entre\ deux\ fosses\ antiérosives\ consécutives\ en\ m; \\ a\ et\ b: constantes\ régionales; \\ P: pente\ du\ terrain\ en\ pourcentage. \end{cases}$$

Bernard Leblond et Laurent Guerin, dans leur ouvrage intitulé : « Travaux de conservations des sols : L'étude des projets et leur réalisation par des techniques à haute intensité de main d'œuvre », nous fournissent les valeurs des coefficients régionaux pouvant être utilisés.

Pour l'Afrique tropicale, a=2 et b=4. Si les conditions sont dangereuses, b est pris égal à 3. Pour notre cas, au vu de la pente moyenne du bassin versant, nous avons considéré que les conditions sont dangereuses (b=3).

- La formule utilisée dans la région humide des USA est :

$$\begin{cases} H = 7{,}5P + 0{,}6 & ssi\ P < 3\%; \\ H = 9P + 0{,}6 & ssi\ 3 \leq P \leq 8\%; \\ H = 10P + 0{,}6 & ssi\ P > 8\%. \end{cases} \quad \textbf{(III-36)}$$

Où H est la dénivelée entre deux fosses antiérosives consécutives et P la pente du terrain.

- La formule de SACCARDY (Algérie) :

$$H = \sqrt[3]{260P \pm 10} \quad \textbf{(III-37)}$$

Où H est la dénivelée entre deux fosses antiérosives consécutives et P la pente du terrain.

- La formule de BUGGEAT (Tunisie)

$$H = 2{,}20 + 8P \quad \textbf{(III-38)}$$

Où H est la dénivelée entre deux fosses antiérosives consécutives et P la pente du terrain.

Pour le présent travail, toutes ces formules ont été utilisées. La pente moyenne du terrain a été assimilée à la pente moyenne du bassin versant au niveau de la RN7. Les dimensions transversales considérées sont celles couramment utilisées :

$$\begin{cases} la\ largeur\ au\ fond: 40cm \\ la\ hauteur: 30\ \text{à}\ 50\ cm. \end{cases}$$

Pour le présent projet, une hauteur des ouvrages de 50cm a été considérée. Le taux d'exécution des ouvrages est pris égal à 50%. Ceci dans le but de tenir compte de la présence des réseaux, des infrastructures et des sols peu profonds qui interrompent ces ouvrages. Le tableau suivant présente les résultats de dimensionnement des fosses antiérosives :

Tableau III.11: Résultats de dimensionnement des fosses antiérosives.

Désignation	Unité	Valeur
Pente moyenne du bassin versant (rural): P		40%
Evaluation de la dénivelée entre deux fosses antiérosives (H)		
1. Formule de RAMSER	m	4,68
2. Formule utilisée dans les régions humides des USA	m	4,60
3. Formule de SACCARDY (Algérie): H1	m	4,55
4. Formule de SACCARDY (Algérie): H2	m	4,85
5. Formule de BUGEAT (Tunisie): H	m	5,40
Dénivelée considérée entre des fosses consécutives : H	m	4,50

III.2.4.3. Résultats d'évaluation de la lame nette

Une fois la dénivelée entre deux fosses antiérosives définie, il reste à déterminer le linéaire total développé par toutes les fosses. Pour y arriver, l'outil ArcGIS 10.3 a été utilisé. Le volume total d'eau pouvant être intercepté est obtenu en multipliant le linéaire total par la section transversale d'une fosse isohypse. La lame totale interceptée dans ces fosses est obtenue en ramenant le volume total à la surface totale du bassin versant. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.12: Résultats d'évaluation de la lame d'eau pouvant être interceptée dans les fosses antiérosives.

Exutoire considéré		Lac Tanganyika	Av. large	RN3	RN7	
Désignation	Symbole	Valeur	Valeur	Valeur	Valeur	Unité
Dénivelée	H	4,5	4,5	4,5	4,5	m
Largeur de fond (b=40 cm)	B	0,4	0,4	0,4	0,4	m
Hauteur (h=30 à 50 cm)	H	0,5	0,5	0,5	0,5	m
Altitude de la fosse la plus basse	Z_{min}	1000	1000	1000	1000	m
Longueur totale développée par les courbes de niveau équidistant de 4,5m	$\sum Li$	1394662,90	1394662,90	1394662,90	1033021,47	m
Taux d'exécution	Ƭ	0,50	0,5	0,5	0,5	
Longueur totale considérée	Lt	697331,45	697331,45	697331,45	516510,74	m
Volume d'eau interceptée	V	139466,290	139466,290	139466,290	103302,147	m^3
Surface totale du BV	A	19246195,00	19106356,00	18616094,00	12575619,00	m^2
Lame d'eau interceptée	I_{add}	7,246	7,299	7,492	8,214	mm

Après avoir évalué la lame d'eau interceptée dans les fosses antiérosives, nous avons évalué la pluie nette pouvant résulter de cette modification au niveau d'aménagement dans la zone rurale de notre bassin versant. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.13: Synthèses d'évaluation de la pluie nette résultante de l'aménagement des fosses antiérosives dans la zone rurale de notre bassin versant (SI+FA).

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	80,981	59,655	19,177	36,714	0,418
Av. large	87,806	80,949	59,778	19,255	36,618	0,417
RN 3	87,806	80,834	60,224	19,537	36,272	0,413
RN 7	87,806	80,347	62,127	20,640	34,892	0,397

Commentaires : Avec ces résultats, nous remarquons que l'aménagement des fosses antiérosives est la meilleure option pour l'atténuation des ruissellements (diminution de près de 10% du coefficient de ruissellement par rapport à la situation initiale).

III.2.5. Evolution de la pluie nette en cas d'aménagement combiné des fosses antiérosives et des réservoirs ménagers en milieu rural de notre bassin versant : S.I+F.A+Rr

Au cas où les fosses antiérosives sont creusées et les réservoirs aménagés pour chaque ménage du bassin versant, la lame d'eau nette va continuer à baisser. Le présent paragraphe présente les résultats d'évaluation de la pluie nette résultant de cette combinaison. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14: Synthèse d'évaluation de la pluie nette résultante de l'aménagement combinés des fosses antiérosives et des réservoirs dans la zone rurale de notre bassin versant (S.I+F.A+Rr).

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	80,981	59,655	11,931	35,684	0,406
Av. large	87,806	80,949	59,778	11,956	35,582	0,405
RN 3	87,806	80,834	60,224	12,045	35,212	0,401
RN 7	87,806	80,347	62,127	12,425	33,734	0,384

Commentaire : On remarque que l'aménagement des fosses antiérosives en combinaison avec les réservoirs ruraux permettent de réduire considérablement le coefficient de ruissellent. Ceci vient du fait que les deux aménagements combinés vont dans le sens de l'atténuation du ruissellement par interception.

III.2.6. Evolution de la pluie nette au cas où les nouvelles orientations urbaines actuelles seraient combinées aux puisards urbains : SI+NOUA+Pu

III.2.6.1. Introduction.

Afin de diminuer le ruissellement et de favoriser l'alimentation des nappes phréatiques en milieu urbain, certains responsables environnementaux conseillent aux ménages urbains d'aménager des puisards dans leurs parcelles. Une fois les puisards aménagés, la fraction d'eau ruisselante est directement diminuée à l'échelle d'une parcelle. S'ils sont appliqués par plusieurs ménages, les effets de ce genre d'aménagement pourraient être remarqués à l'échelle d'un petit bassin versant semi-urbain comme le nôtre.

Le présent paragraphe est consacré à l'évaluation de l'effet des puisards urbains sur le ruissellement direct dans notre bassin versant. Un puisard de 5 m^3 de volume est considéré pour chaque ménage urbain des zones bien aménagées de notre bassin versant.

Pour atteindre l'objectif poursuivi, il est indispensable de savoir le nombre de ménages urbains dans la zone d'influence. Au cours du présent travail, ce nombre a été évalué en considérant une parcelle de référence de 5 ares sur toutes l'étendue urbaine lotie (bien aménagée) se trouvant dans notre bassin. Le tableau suivant présente les résultats d'évaluation du nombre de ménages et la fraction d'eau pluviale qui serait interceptée dans les puisards :

Tableau III.15: Résultats d'évaluation de la lame d'eau interceptée dans les puisards des ménages urbains

Exutoire considéré		Lac Tanganyika	Av. large	RN3	RN7	
Désignation	Symbole	Valeur	Valeur	Valeur	Valeur	Unité
Superficie urbanisée	St	455,836	441,852	392,826	157,628	ha
Superficie relative de la zone lotie bien urbanisée	Si/St	0,375				-
Superficie lotie bien aménagée	Si	171,066	165,818	147,419	59,154	ha
Taille de la parcelle considérée	A	5,000				ares
Nombre de ménages urbains	Ni	3421,00	3316,00	2948,00	1183,00	ménages
Volume du puisard par ménage	V_{Pu}	5,00				m^3
Lame d'eau interceptée	I_{add}	0,889	0,868	0,792	0,470	mm

III.2.6.2. Présentation des résultats d'évaluation de la pluie nette

Après avoir évalué la lame d'eau pluviale pouvant être interceptée au niveau des puisards, nous avons réévaluer la pluie nette qui pourrait résulter des nouvelles orientations urbaines actuelles en combinaison avec les puisards urbains. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.16: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement des puisards urbains combinés avec les nouvelles orientations urbaines actuelles.

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	81,309	58,390	12,567	42,363	0,4824
Av. large	87,806	81,271	58,533	12,574	42,311	0,4818
RN 3	87,806	81,137	59,052	12,602	42,125	0,4798
RN 7	87,806	80,566	61,268	12,724	41,344	0,4709

III.2.7. Evolution de la pluie nette si les nouvelles orientations urbaines actuelles seraient combinées à des réservoirs pour chaque ménage rural : SI+NOUA+Rr.

La finalité de cette idée d'aménagement est d'évaluer les effets combinés de deux aménagements dont l'un contribue à l'augmentation du débit de ruissellement et de l'autre, à sa diminution. A la fin, les résultats seront comparés à la situation actuelle d'aménagement (SI) pour voir si les effets de ces deux types d'aménagement sur le ruissellement pourraient se contrebalancer.

Le tableau suivant présente les résultats d'évaluation de la pluie nette conséquente de ces deux aménagements :

Tableau III.17: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement des réservoirs en milieu rural pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+Rr).

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	81,309	58,390	12,996	42,016	0,4785
Av. large	87,806	81,271	58,533	13,034	41,940	0,4776
RN 3	87,806	81,137	59,052	13,173	41,666	0,4745
RN 7	87,806	80,566	61,268	13,764	40,516	0,4614

III.2.8. Evolution de la pluie nette si les nouvelles orientations urbaines seraient combinées à des fosses antiérosives rurales de notre bassin : SI+NOUA+FA.

Comme pour le paragraphe précédent, les fosses antiérosives, dans leur contribution à la préservation de la qualité du sol, joue également le rôle de diminution du débit de point. Dans ce paragraphe, nous allons évaluer les effets combinés des fosses antiérosives avec les nouvelles orientations urbaines actuelles sur la lame ruisselante. Les résultats d'évaluation de ces effets sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.18: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement des fosses antiérosives en milieu rural pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+FA).

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	81,309	58,390	18,924	37,280	0,4246
Av. large	87,806	81,271	58,533	19,006	37,173	0,4234
RN 3	87,806	81,137	59,052	19,302	36,790	0,4190
RN 7	87,806	80,566	61,268	20,468	35,258	0,4015

III.2.9. Evolution de la pluie nette en cas de combinaison de nouvelles orientations urbaines avec les puisards urbains et des réservoirs ménagers ruraux : SI+NOUA+Pu+Rr.

Afin d'atténuer très nettement le ruissellement direct tout en permettant à la population rurale d'avoir de l'eau pour des fins divers, il y a possibilité de combiner les puisards urbains avec les réservoirs ruraux. Le présent paragraphe s'occupe de l'évaluation des effets combinés de ces nouveaux aménagements qui s'ajoutent à la situation initiale. Les résultats de calcul de la pluie nette sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.19: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement combiné des puisards en milieu urbain et des réservoirs en milieu rural pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+Pu+Rr).

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	81,309	58,390	13,885	41,299	0,4703
Av. large	87,806	81,271	58,533	13,902	41,241	0,4697
RN 3	87,806	81,137	59,052	13,965	41,029	0,4673
RN 7	87,806	80,566	61,268	14,234	40,142	0,4572

III.2.10. Evolution de la pluie nette en cas de combinaison des nouvelles orientations urbaines actuelles avec les puisards urbains et des fosses antiérosives rurales : SI+NOUA+Pu+FA.

Le paragraphe précédent avait pour objectif d'évaluer la pluie nette au cas où les puisards urbains et les réservoirs ruraux seraient combinés avec les nouvelles orientations urbaines actuelles pour l'état actuel d'aménagement. Dans le présent paragraphe, l'évaluation de la pluie nette est faite en substituant les réservoirs ruraux par des fosses antiérosives. Les résultats d'évaluation de la pluie nette sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.20: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement combiné des puisards urbains et des fosses antiérosives rurales pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+Pu+FA).

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	81,309	58,390	19,813	36,579	0,4166
Av. large	87,806	81,271	58,533	19,874	36,490	0,4156
RN 3	87,806	81,137	59,052	20,094	36,169	0,4119
RN 7	87,806	80,566	61,268	20,938	34,895	0,3974

III.2.11. Evolution de la pluie nette au cas où tous les aménagements évoqués seraient combinés : SI+NOUA+Pu+FA+Rr.

Le présent paragraphe s'occupe de l'évaluation de la pluie nette au cas où tous les aménagements évoqués dans les paragraphes précédents seraient combinés. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Synthèse d'évaluation de la pluie nette en cas d'aménagement combiné des puisards urbains, des fosses antiérosives et réservoirs ruraux pour contrebalancer les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA+Pu+FA+Rr).

Exutoire	P	CN	S	IA	HN	CR
	mm		mm	mm	mm	-
Lac Tanganyika	87,806	81,309	58,390	21,131	35,546	0,4048
Av. large	87,806	81,271	58,533	21,201	35,450	0,4037
RN 3	87,806	81,137	59,052	21,456	35,105	0,3998
RN 7	87,806	80,566	61,268	22,449	33,734	0,3842

III.2.12. Synthèse des résultats d'évaluation de la pluie nette pour différentes combinaisons d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha.

Le tableau suivant synthétise les résultats d'évaluation de la pluie nette pour toutes les différentes combinaisons d'aménagement. La période de retour considérée est de 100 ans et le sol est moyennement humide avant l'averse (AMC II).

Tableau III.22: Synthèses de la pluie nette évaluée pour différentes combinaisons d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha

Exutoire BV	Précipitation	SI	SI+NOUA	SI+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA +Pu	SI+NOUA +Rr	SI+NOUA +FA	SI+NOUA +Pu+Rr	SI+NOUA +Pu+FA	SI+NOUA +Pu+Rr+F
Lac Tanganyika	87,806	42,477	43,083	41,417	36,714	35,684	42,363	42,016	37,280	41,299	36,579	35,546
Av. large	87,806	42,419	43,014	41,352	36,618	35,582	42,311	41,940	37,173	41,241	36,490	35,450
RN 3	87,806	42,208	42,765	41,116	36,272	35,212	41,125	41,666	36,790	41,029	36,169	35,105
RN 7	87,806	41,323	41,720	4 0,124	34,892	33,734	41,344	40,516	35,258	40,142	34,895	33,734

Avec :

- SI : Situation Initiale ;
- SI+NOUA : Situation Initiale combiné avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles ;
- SI+Rr : Situation Initiale en combiné avec les Réservoirs Ruraux ;
- SI+FA : Situation Initiale en combinaison avec Fosses Antiérosives ;
- SI+FA+Rr : Situation Initiale en combinaison avec les Fosses Antiérosives et les Réservoirs Ruraux ;
- SI+NOUA+Pu : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Puisards Urbains ;
- SI+NOUA+Rr : Situation Initiale en en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Réservoirs Ruraux ;
- SI+NOUA+FA : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Fosses Antiérosives ;
- SI+NOUA+Pu+Rr : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains et les Réservoirs Ruraux ;
- SI+NOUA+Pu+FA : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains et les Fosses Antiérosives ;
- SI+NOUA+Pu+FA +Rr : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains, les Fosses Antiérosives et les Réservoirs Ruraux.

Les résultats ci-dessus montrent que la méthode la plus efficace pour l'atténuation de la lame d'eau ruisselante directement aux cours d'une averse est la combinaison de tous les aménagements. Si on regarde à titre individuel, les fosses antiérosives se montrent plus efficaces que les autres aménagements du point de vue atténuation du ruissellement direct.

III.3. Evaluation du temps de concentration

Le présent paragraphe s'occupe de l'évaluation du temps de concentration dans notre bassin versant. Les formules utilisées sont évoquées au premier chapitre (paragraphe I.1.2.6). Le temps de concentration retenu pour le projet est légèrement supérieur à la valeur maximale entre celui déterminé avec la formule de Federal Aviation Administration (FAA) et celui obtenu avec la formule SCS lag time. Les raisons de la non considération des résultats obtenus avec les autres formules sont que :

- la formule de William a été développée dans un contexte pluviométrique différent de notre zone d'étude et ne tient pas compte de la structure hydrogéologique du site;
- la formule de Kirpich ne tient compte qu'aux caractéristiques du cours d'eau ;
- la formule de Mockus avait été corrigée pour des raisons de surestimation et sous-estimation (en fonction de la valeur de CN) des débits de point que son utilisation avait révélé.

Pour l'évaluation du temps de concentration, nous avons considéré une période de retour de 100 ans et l'humidité du sol antérieure à l'averse du projet est moyenne (AMC II). Le tableau suivant présente les résultats d'évaluation du temps de concentration :

Tableau III.23: Présentation des résultats d'évaluation du temps de concentration dans le bassin versant de la rivière Muha

Désignation	Paramètre d'entrée						Temps de concentration en minute selon :					
BV	CN	CR	L_{TWG}(m)	S_{riv}	A_{BV}(ha)	S_{BV}	FAA	William	Kirpich	Mockus	SCS lag time	T_c projet
Lac Tanganyika	80,981	0,484	13251,1	7,30%	1924,6195	37,46%	**120,0**	228,9	79,7	70,3	**102,9**	120
Avenue du large	80,949	0,483	12443,1	7,73%	1910,6356	37,73%	**114,2**	212,5	74,3	66,8	**97,6**	115
RN 3	80,834	0,481	11464,1441	8,26%	1861,6094	38,53%	**107,7**	193,4	68,0	62,4	**90,8**	110
RN 7	80,347	0,471	10471,1	8,83%	1257,5619	40,77%	**102,3**	181,1	61,8	58,5	**83,4**	105

III.4. Choix de la durée de l'averse du projet

La durée théorique de l'averse du projet est déterminée pour différentes périodes de retour à partir de la loi I-D-F de la zone du projet et de la hauteur totale des précipitations en résolvant l'équation suivante :

$$h_T(t) = i(t,T) * t \qquad \textbf{(III-39)}$$

Avec :

$$\begin{cases} h_T(t) : hauteur\ de\ la\ pluie\ de\ période\ de\ retour\ T\ en\ fonction\ du\ temps; \\ i(t,T) : intensité\ moyenne\ de\ la\ précipitation\ de\ période\ de\ retour\ T\ et\ de\ durée\ t. \end{cases}$$

L'équation III-39 est non-linéaire et se résout par itération en se donnant t et en calculant $h_T(t)$ correspondant. Une fois $h_T(t)$ devient égale à la hauteur des précipitations calculée pour une période de retour T (P_T), on arrête les itérations. Le tableau suivant présente les résultats de calcul de la durée de l'averse avec la loi I-D-F de la région de Bujumbura et les hauteurs des précipitations journalières de différentes périodes de retour.

Tableau III.24: Résultats d'évaluation de la durée de l'averse par la loi I-D-F de la région de Bujumbura

Constantes régionales				
Symbole	a	b	c	d
Valeur	2845	0,22	24	0,98
T	t_T(min)	i_T (mm/h)	$h_T(t)$(mm)	P_T(mm)
1,25	60,4	38,6889	38,95	38,94
2	86	33,0936	47,43	47,43
5	91,9	38,4640	58,91	58,90
10	79,2	50,1968	66,26	66,24
25	60,2	74,9589	75,21	75,17
50	48,3	101,3678	81,60	81,59
100	**39**	**135,1228**	**87,83**	**87,81**
250	29,8	192,9578	95,84	95,82
500	24,6	248,2859	101,80	101,77
1000	20,5	315,2749	107,72	107,65

Analyse et commentaire des résultats :

Avec les résultats ci-dessus, nous pouvons facilement remarquer que pour les précipitations dont la période de retour croît de 1,25 à 5 ans, la durée de pluie croît avec la période de retour. Au-delà de T=5ans, la durée de l'averse décroît avec la période de retour avec des intensités moyennes qui croient exponentiellement.

De notre part, il nous semble logique de penser que cette relation I-D-F telle que proposée possède des limites en termes de période de retour T ou que certains paramètres en dépendent. Cette hypothèse ne peut être vérifiée que si nous disposons d'une station météorologique munie d'un pluviographe et non d'un pluviomètre.

En raison de ce qui vient d'être évoqué ci-haut, pour le présent projet, nous allons considérer une averse de projet dont la durée est environ égale au temps de concentration d'une averse de 100 ans de période de retour afin que tout le bassin versant puisse contribuer au ruissellement. Soit, une averse de 120 minutes.

III.5. Calcul de l'hydrogramme des crues par la méthode de l'hydrogramme unitaire.

III.5.1. Introduction.

Dans la littérature, plusieurs types d'hydrogrammes unitaires existent. Pour le présent projet, les hydrogrammes de crues au niveau des différentes exutoires et pour une période de retour de 100 ans sont calculés à base de l'hydrogramme unitaire du SCS. Ce dernier correspond à l'hydrogramme de ruissellement généré par une averse de durée « t_u » et de hauteur efficace égale à l'unité (1mm ou 1''=25,4mm) tombant uniformément sur le bassin versant.

Le débit de point de l'averse unitaire est évalué par l'équation suivante :

$$Q_p = \frac{0{,}75}{360} * \frac{H_{ru} A}{t_p} \qquad \textbf{(III-40)}$$

Où : $\begin{cases} Q_p : débit\ de\ point\ en \frac{m^3}{s}; \\ Hru : lame\ d'eau\ efficace\ de\ l'averse\ unitaire\ en\ mm; \\ A : l'airedu\ bassin\ versant\ en\ ha; \\ t_p : temps\ de\ montée\ en\ h. \end{cases}$

Le temps de montée t_p est déterminée par la relation suivante :

$$t_p = \frac{t_u}{2} + 0{,}6 t_c \qquad \textbf{(III-41)}$$

La durée de l'averse unitaire est une fraction du temps de concentration dans le bassin versant. Elle est calculée par la relation suivante :

$$t_u = \frac{2}{15} t_c. \quad \textbf{(III-42)}$$

Où : t_u est la durée de l'averse unitaire et t_c, le temps de concentration.

Si le temps de concentration calculé n'est pas inclus au multiple de trois, la durée de l'averse unitaire évaluée avec l'équation III-42 devient un nombre illimité périodique. De ce fait, certains auteurs autorisent une modification légère de la durée de l'averse unitaire dans les limites de $t_c/10$ et $2t_c/15$. C'est dans ce cadre que nous avons adopté le t_u pour le présent projet.

Afin de trouver l'hydrogramme résultant d'une averse de durée t (t>tu) et de hauteur totale P par la méthode d'hydrogramme unitaire, il est indispensable de décomposer la pluie totale P pour établir l'hyétogramme de la pluie nette. Dans la littérature, beaucoup de méthode de décomposition de l'averse en ses composantes sont disponibles. Nous pouvons citer à titre d'exemple la méthode de l'indice ϕ ; la méthode de l'indice W (proportionnelle); la méthode de l'indice W minimum et la méthode SCS-CN. Pour le présent projet, seule la méthode SCS-CN, dont nous nous sommes servis pour la décomposition de la pluie brute, est décrite sommairement.

Le pas de temps adopté dans la décomposition de l'averse brute a été choisie de manière à faciliter la détermination de la lame efficace accumulée pendant une durée égale à celle de l'averse unitaire. Pour cette raison, il a été pris égal à la durée de l'averse unitaire.

III.5.2. Décomposition de la pluie brute en hyétogramme de la pluie nette par la méthode de SCS-CN.

La relation donnant la pluie nette totale (H_N) d'une averse de hauteur totale P pour un sol dont les pertes maximales potentielles S et dont les pertes initiales I_a a été déduite de l'hypothèse suivante : « *le rapport des pertes réelles ($P-H_N-Ia$) sur les quantités d'eau ruisselées (H_N) est égal au rapport des pertes maximales potentielles par infiltration (S) sur le ruissellement maximum ($P-Ia$).*» Cette hypothèse est traduite mathématiquement par l'égalité suivante :

$$\frac{P-H_N-I_a}{H_N} = \frac{S}{P-I_a} \quad \textbf{(III-43)}$$

Ici, les pertes réelles désignent les pertes par infiltrations. En exprimant H_N par rapport aux autres termes, on trouve l'équation générale de la méthode SCS-CN :

$$H_N = \frac{(P-I_a)^2}{(P-I_a)+S} \quad \textbf{(III-44)}$$

Par rapport aux autres paramètres, les pertes par infiltration (désignées ici par I avec I=P-H_N-Ia) sont données par l'équation suivante :

$$I = \frac{SH_N}{P-I_a} \quad \textbf{(III-45)}$$

En remplaçant H_N par son expression, on trouve :

$$I = \frac{S(P-I_a)}{(P-I_a)+S} \quad \textbf{(III-46)}$$

Au cours d'une averse, l'infiltration cumulée au temps t_i est une fonction de la hauteur d'eau brute cumulée au temps ti (P(ti)), de l'interception totale (Ia) et des pertes maximales potentielles par infiltration (S) :

$$I(t_i) = max\ (\frac{S[P(t_i)-I_a]}{P(t_i)-I_a+S}; 0) \quad \textbf{(III-47)}$$

La pluie nette cumulée à l'instant t_i est égale à la pluie brute cumulée à l'instant t_i moins la somme des pertes (pertes par interception cumulée et pertes par infiltration cumulée) à l'instant t_i. La pluie nette accumulée (partielle) entre les instants t_i et t_{i+1} est donnée par la différence entre la pluie nette cumulée aux instants t_{i+1} et t_i. La répartition de la pluie brute en fonction du temps (hyétogramme de la pluie brute) a suivi le modèle de l'hyétogramme synthétique de Huff.

Les pertes par interceptions initiales (Ia) entre les instants ti et ti+1 sont évaluées par cette équation :

$$I_a(t_i \text{ à } t_{i+1}) = min\ [P(t_i \text{ à } t_{i+1}); I_a - I_a(t_{i+1})] \quad \textbf{(III-48)}$$

Où : $\begin{cases} I_a(t_i \text{ à } t_{i+1}) : pertes\ par\ interception\ entre\ les\ instants\ t_i\ et\ t_{i+1}; \\ P(t_i \text{ à } t_{i+1}): Pluie\ brute\ cumulée\ entre\ les\ instants\ t_i\ et\ t_{i+1}; \\ I_a(t_{i+1}): Pertes\ par\ infiltration\ cumulée \text{ à } l'instant\ t_{i+1}; \\ I_a: pertes\ par\ interceptions\ initiales\ totales. \end{cases}$

Comme nous avons utilisé la méthode SCS-CN pour évaluer la pluie nette (H_N), les valeurs de S, I_a et H_N sont connues d'avance et il ne reste qu'à décomposer la pluie partielle par cette méthode décrite dans le présent paragraphe.

III.5.3. Résultats de décomposition de la pluie brute en différentes composantes

III.5.3.1. Introduction

A court terme, la pluie totale est décomposée en interception, en infiltration et en ruissellement. A moyen et à long terme, une partie de l'interception s'évapore et une autre s'infiltre dans le sol. Une partie de la fraction d'eau infiltrée dans le sol rencontre des horizons imperméables et réapparaît à la surface sous forme des sources d'affleurement qui tarissent en période d'étiage. L'autre fraction d'infiltration continue le mouvement descendant jusqu'à atteindre le niveau des nappes phréatiques et constitue leurs alimentations. C'est ces dernières qui alimentent les rivières en saison d'étiage et fournissent les débits de base des rivières.

L'étude des crues d'une rivière drainant un petit bassin versant est une analyse à court terme. Pour notre cas, comme nous faisons une analyse à court terme avec plusieurs situations du projet induisant à différentes valeurs de l'interception initiale des précipitations, seuls les résultats de décomposition pour la situation initiale (SI) sont présentés.

III.5.3.2. Résultats de décomposition de l'averse pour la situation initiale (SI) d'aménagement du bassin versant.

Les caractéristiques de base indispensables pour la décomposition de l'averse en ses composantes (interception, infiltrations et pluie efficace) sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.25: Paramètres de base pour la décomposition de la pluie par la méthode SCS-CN.

Désignation	**Symbole**	**Valeur**	**Unité**
Exutoire considéré	Avenue du large		
Surface du bassin versant à l'exutoire	A	1910,6356	Ha
Situation considérée pour le projet	SI		
Condition d'humidité	AMCII		
Période de retour	T	100	Ans
Temps de concentration	Tc	115	Min
Durée de l'averse	t_d	120	Min
Durée de l'averse unitaire théorique	tu calc.	15,33	Min
Durée de l'averse unitaire adoptée	tu adopté	15	Min
Temps de montée de l'hydrogramme	TP	76,5	Min
Pas de temps considéré pour HU	Δt	15	Min
Précipitation totale	P	87,81	Mm
Interception totale	Ia	11,96	Mm
Pluie efficace totale	H_N	42,419	Mm
Déficit potentiel maximal	S	59,78	Mm
Hauteur efficace de l'averse unitaire	Hru	1,00	Mm
Débit de point de l'averse unitaire	Qpu	3,12	m^3/s

Une fois le pas de temps choisi, nous avons décomposé l'averse en ses composantes conformément au propos évoqué en III.5.2. Les résultats sont présentés dans le tableau et graphiques suivants :

Tableau III.26: Répartition de la pluie du projet (T=100 ans) dans le temps et en ses composantes.

ti(min)	ti/td	(h/ht)	Σhi	hi	I(mm/h)	**ΣIa (mm)**	**Ia(mm)**	**ΣFi (mm)**	Fi(mm)	**ΣHn (mm)**	**Hn (mm)**
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15	0,13	0,100	8,781	8,781	35,122	8,781	8,781	0,000	0,000	0,000	0,000
30	0,25	0,220	19,317	10,537	42,147	11,956	3,175	6,554	6,554	0,807	0,807
45	0,38	0,462	40,537	21,220	84,879	11,956	0,000	19,336	12,782	9,245	8,438
60	0,50	0,700	61,464	20,927	83,708	11,956	0,000	27,080	7,744	22,428	13,183
75	0,63	0,825	72,440	10,976	43,903	11,956	0,000	30,065	2,984	30,420	7,992
90	0,75	0,910	79,903	7,463	29,854	11,956	0,000	31,801	1,736	36,147	5,727
105	0,88	0,960	84,293	4,390	17,561	11,956	0,000	32,731	0,930	39,607	3,461
120	1,00	1,000	87,806	3,512	14,049	11,956	0,000	33,431	0,700	42,419	2,812

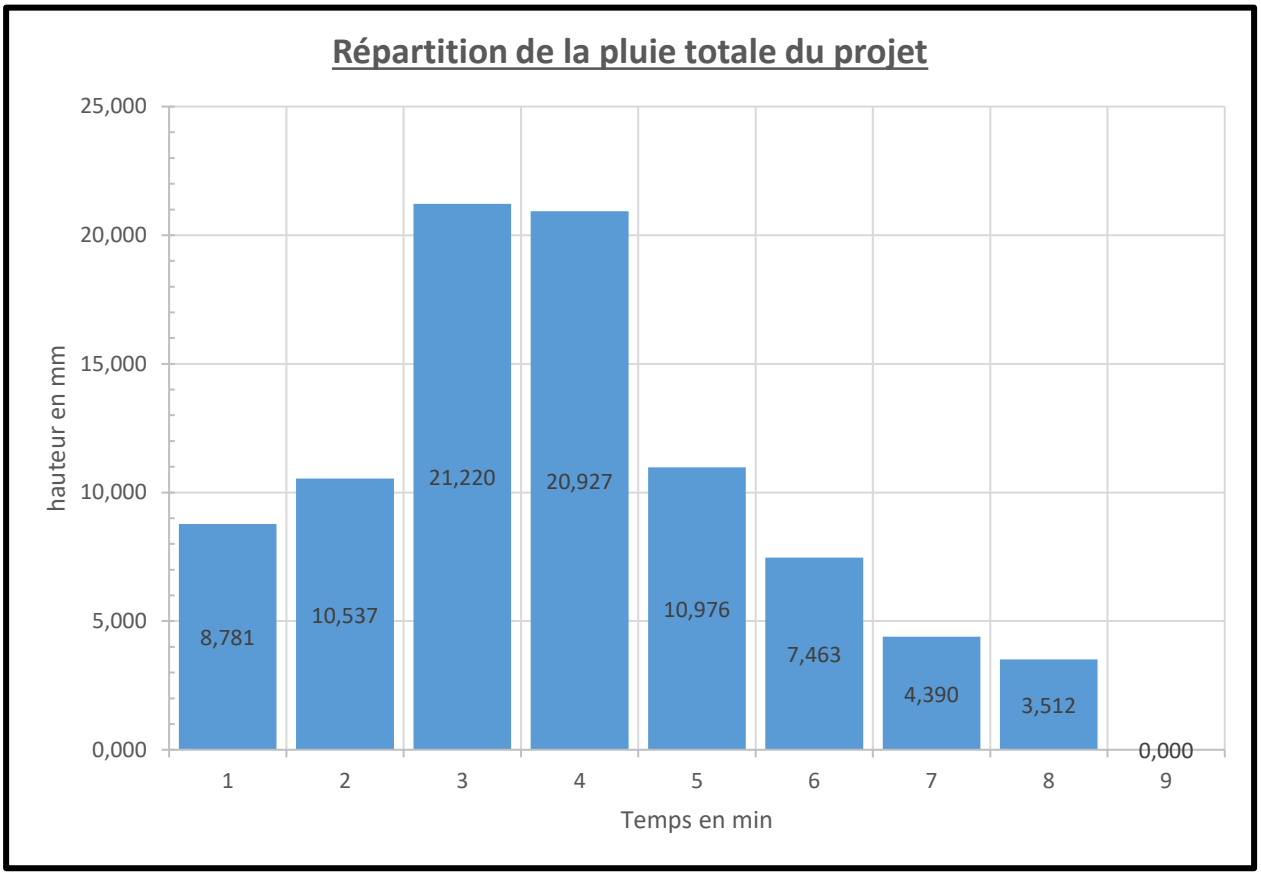


Figure III.2: Répartition partielle de la hauteur totale de la pluie brute.

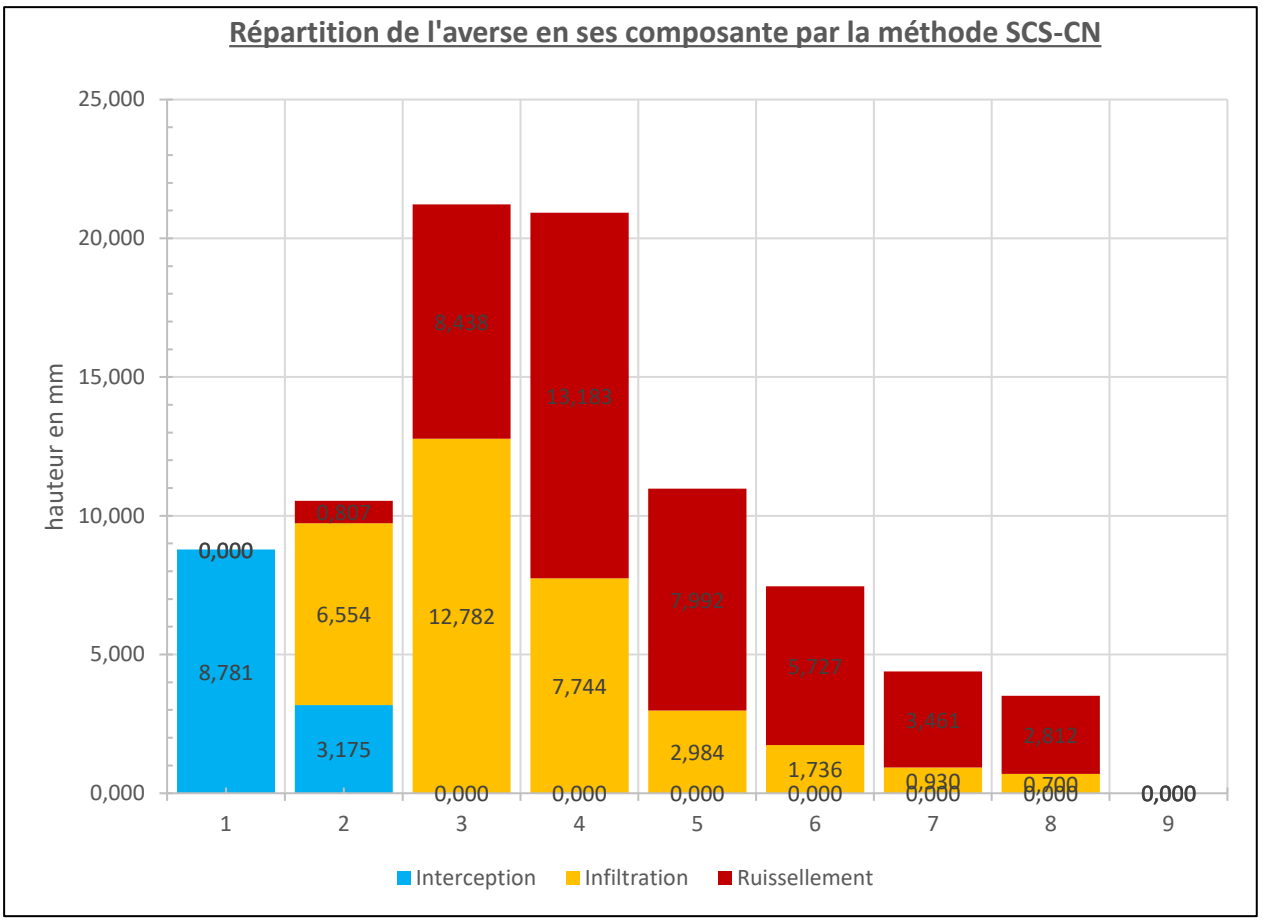


Figure III.3: Répartition de l'averse du projet en ses composantes par la méthode SCS-CN.

Le graphique ci-dessus montre qu'au cours d'une averse, dans les premiers instants (phase 1), les précipitations sont interceptées par le feuillage des plantes et les dépressions du sol. Une fois les dépressions remplies, la grande partie des précipitations commencent à s'infiltrer dans le sol et l'autre partie ruissellent. Plus le sol se sature, plus la part des infiltrations diminue progressivement au profit des ruissellements. De ce fait, dans les derniers instants des précipitations, le ruissellement domine par rapport aux infiltrations.

III.5.3.3. Synthèse de répartition de la pluie nette en fonction du temps

Le tableau suivant présente une synthèse de la répartition de la part des ruissellements (pluie nette) en fonction du temps. Notons que les exutoires considérés sont les ponts sur l'Avenue du large, la RN 3 et la RN 7. La pluie du projet est une averse de période de retour de 100 ans survenue dans les conditions d'humidité moyenne (AMC II) souvent considéré pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques avec la méthode SCS-CN.

Tableau III.27: Répartition de la pluie nette en fonction du temps de l'averse pour différentes conditions d'aménagement du bassin versant.

Exutoire	t en min	Pi (Ti)	SI	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu+Rr	SI+NOUA+Pu+FA	SI+NOUA+Pu+Rr+FA
Avenue du large	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	15	8,781	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	30	10,537	0,807	0,876	0,553	0,000	0,000	0,697	0,609	0,002	0,459	0,000	0,000
	45	21,220	8,438	8,638	7,981	5,587	4,994	8,343	8,183	5,788	7,871	5,391	4,801
	60	20,927	13,183	13,348	12,968	11,881	11,609	13,211	13,136	12,060	12,992	11,885	11,607
	75	10,976	7,992	8,064	7,921	7,571	7,485	8,019	7,995	7,650	7,948	7,595	7,508
	90	7,463	5,727	5,772	5,689	5,503	5,458	5,748	5,735	5,551	5,710	5,522	5,476
	105	4,390	3,461	3,485	3,441	3,347	3,324	3,473	3,466	3,373	3,453	3,358	3,335
	120	3,512	2,812	2,831	2,798	2,729	2,712	2,822	2,817	2,749	2,807	2,738	2,722
	135	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
RN3	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	14	8,195	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	28	9,659	0,511	0,561	0,306	0,000	0,000	0,429	0,344	0,000	0,240	0,000	0,000
	42	16,390	5,468	5,615	5,050	2,887	2,421	5,375	5,198	3,017	4,944	2,735	2,276
	56	21,171	12,178	12,345	11,905	10,508	10,154	12,190	12,075	10,687	11,911	10,484	10,122
	70	14,098	9,904	9,996	9,798	9,270	9,139	9,936	9,892	9,370	9,829	9,295	9,163
	84	7,756	5,851	5,896	5,807	5,592	5,539	5,871	5,853	5,641	5,827	5,611	5,558
	98	4,781	3,719	3,745	3,696	3,583	3,555	3,732	3,722	3,611	3,709	3,595	3,568
	112	3,561	2,820	2,838	2,804	2,728	2,709	2,829	2,823	2,748	2,814	2,737	2,719
	126	2,195	1,758	1,768	1,749	1,705	1,694	1,763	1,760	1,716	1,754	1,710	1,700
RN7	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	14	8,195	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	28	9,659	0,436	0,469	0,232	0,000	0,000	0,396	0,256	0,000	0,202	0,000	0,000
	42	16,390	5,235	5,339	4,771	2,444	1,971	5,198	4,875	2,529	4,724	2,374	1,904
	56	21,171	11,910	12,031	11,603	10,036	9,629	11,937	11,725	10,165	11,627	10,041	9,629
	70	14,098	9,755	9,822	9,636	9,039	8,888	9,786	9,704	9,112	9,666	9,066	8,914
	84	7,756	5,778	5,811	5,729	5,485	5,424	5,796	5,762	5,521	5,746	5,502	5,441
	98	4,781	3,678	3,696	3,651	3,523	3,491	3,688	3,670	3,543	3,662	3,534	3,502
	112	3,561	2,790	2,803	2,772	2,686	2,664	2,798	2,786	2,700	2,780	2,694	2,672
	126	2,195	1,740	1,748	1,730	1,680	1,667	1,745	1,738	1,688	1,734	1,685	1,672

Avec :

- **SI** : Situation Initiale ;
- **SI+NOUA** : Situation Initiale combiné avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles ;
- **SI+Rr** : Situation Initiale en combiné avec les Réservoirs Ruraux ;
- **SI+FA** : Situation Initiale en combinaison avec Fosses Antiérosives ;
- **SI+FA+Rr** : Situation Initiale en combinaison avec les Fosses Antiérosives et les Réservoirs Ruraux ;
- **SI+NOUA+Pu** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Puisards Urbains ;
- **SI+NOUA+Rr** : Situation Initiale en en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Réservoirs Ruraux ;
- **SI+NOUA+FA** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Fosses Antiérosives ;
- **SI+NOUA+Pu+Rr** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains et les Réservoirs Ruraux ;
- **SI+NOUA+Pu+FA** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains et les Fosses Antiérosives ;
- **SI+NOUA+Pu+FA +Rr** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains, les Fosses Antiérosives et les Réservoirs Ruraux.

III.5.4. Construction de l'hydrogramme de ruissellement.

III.5.4.1. Introduction

Le paragraphe précédent (III.5.3.) avait pour objectif la décomposition de la pluie totale en pluie nette distribuée par rapport au temps, le pas de temps considéré étant égal à la durée de l'averse unitaire. Pour construire l'hydrogramme de ruissellement résultant de la pluie nette, il ne reste qu'à appliquer les principes d'affinité et d'additivité par rapport à l'hydrogramme unitaire.

Le tableau et le graphique suivant présentent les résultats de calcul d'une crue due à une averse de 100 ans de période de retour survenue pour un sol moyennement humide (AMC II). L'exutoire est pris au niveau du pont Muha de l'Avenue du large en considérant la situation initiale d'aménagement (SI).

Tableau III.28: Résultats de calcul de l'hydrogramme de ruissellement de la rivière Muha au niveau du pont de l'Avenue du large (T=100 ans +AMCII+SI)

t(min)	t/tp	Q/QP	Hru=1mm	h1(mm)	h2(mm)	h3(mm)	h4(mm)	h5(mm)	h6(mm)	h7(mm)	h8(mm)	Q_{Ru} (m^3/s)
			$Q_{u\ (m^3/s)}$	**0,000**	**0,807**	**8,438**	**13,183**	**7,992**	**5,727**	**3,461**	2,812	
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,000								0,000
15	0,1961	0,0973	0,3036	0,000	0,000							0,000
30	0,3922	0,3006	0,9384	0,000	0,245	0,000						0,245
45	0,5882	0,6376	1,9907	0,000	0,757	2,562	0,000					3,319
60	0,7843	0,9127	2,8495	0,000	1,607	7,918	4,003	0,000				13,528
75	0,9804	0,9980	3,1158	0,000	2,300	16,797	12,371	2,426	0,000			33,895
90	1,1765	0,9441	2,9475	0,000	2,515	24,044	26,243	7,499	1,739	0,000		62,041
105	1,3725	0,8020	2,5037	0,000	2,379	26,291	37,565	15,909	5,375	1,051	0,000	88,570
120	1,5686	0,5976	1,8658	0,000	2,021	24,871	41,076	22,772	11,401	3,247	0,854	106,242
135	**1,7647**	**0,4147**	**1,2947**	**0,000**	**1,506**	**21,126**	**38,856**	**24,900**	**16,320**	**6,889**	**2,639**	**112,236**
150	1,9608	0,2996	0,9354	0,000	1,045	15,744	33,006	23,555	17,845	9,861	5,597	106,653
165	2,1569	0,2227	0,6954	0,000	0,755	10,925	24,597	20,008	16,881	10,783	8,012	91,961
180	2,3529	0,1611	0,5030	0,000	0,561	7,893	17,068	14,911	14,339	10,200	8,761	73,733
195	2,5490	0,1172	0,3659	0,000	0,406	5,868	12,331	10,347	10,686	8,664	8,288	56,589
210	2,7451	0,0852	0,2661	0,000	0,295	4,244	9,167	7,475	7,415	6,457	7,040	42,094
225	2,9412	0,0615	0,1919	0,000	0,215	3,087	6,631	5,557	5,357	4,480	5,246	30,574
240	3,1373	0,0447	0,1396	0,000	0,155	2,245	4,823	4,020	3,983	3,237	3,640	22,103
255	3,3333	0,0327	0,1020	0,000	0,113	1,619	3,508	2,924	2,881	2,406	2,630	16,081
270	3,5294	0,0238	0,0744	0,000	0,082	1,178	2,530	2,127	2,095	1,741	1,955	11,708
285	3,7255	0,0172	0,0538	0,000	0,060	0,861	1,840	1,534	1,524	1,266	1,414	8,499
300	3,9216	0,0126	0,0392	0,000	0,043	0,628	1,344	1,115	1,099	0,921	1,029	6,180
315	4,1176	0,0096	0,0299	0,000	0,032	0,454	0,980	0,815	0,799	0,664	0,748	4,493
330	4,3137	0,0072	0,0226	0,000	0,024	0,331	0,709	0,594	0,584	0,483	0,540	3,266
345	4,5098	0,0049	0,0153	0,000	0,018	0,253	0,517	0,430	0,426	0,353	0,392	2,389
360	4,7059	0,0029	0,0092	0,000	0,012	0,191	0,395	0,314	0,308	0,257	0,287	1,763
375	4,9020	0,0010	0,0031	0,000	0,007	0,129	0,298	0,239	0,225	0,186	0,209	1,294
390	5,0980	0,0000	0,0000	0,000	0,002	0,077	0,202	0,181	0,171	0,136	0,151	0,921
405	5,2941	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,026	0,121	0,122	0,129	0,104	0,110	0,612
420	5,4902	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,040	0,073	0,088	0,078	0,084	0,364
435	5,6863	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,024	0,053	0,053	0,064	0,194
450	5,8824	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,018	0,032	0,043	0,092
465	6,0784	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,011	0,026	0,036
480	6,2745	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,009	0,009
495	6,4706	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

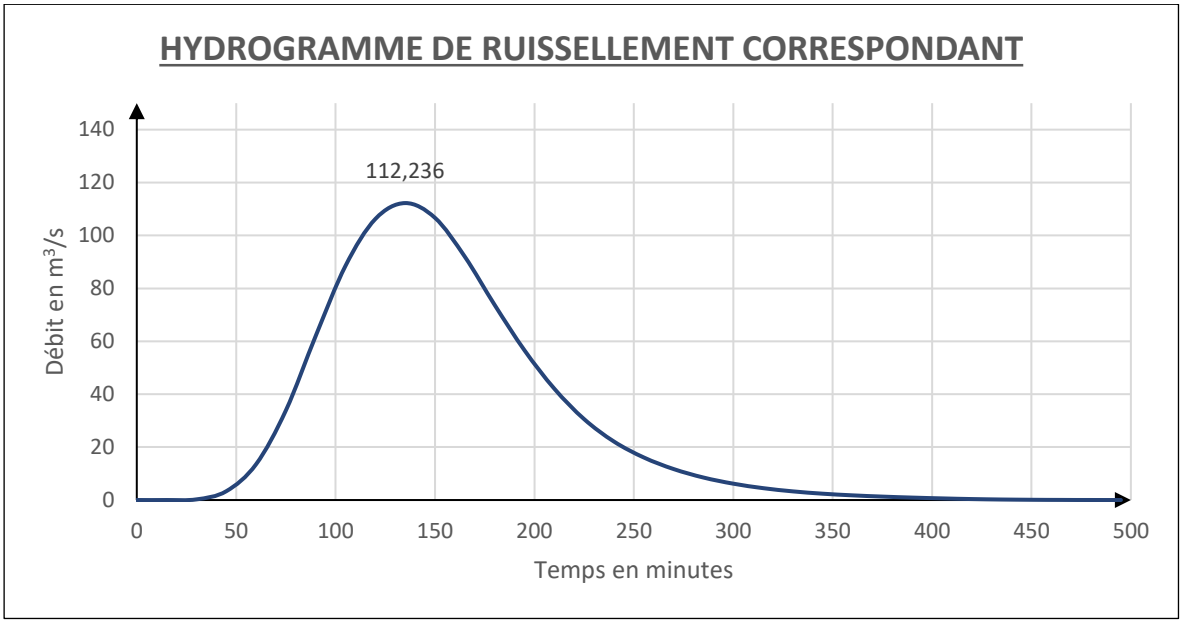


Figure III.4: Hydrogramme de ruissellement de la rivière Muha au niveau de l'Avenue du large pour la situation actuelle d'aménagement (T=100ans + AMC II+SI).

III.5.4.2. Synthèse des débits de point pour toutes les situations d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha.

Après avoir fait des calculs analogues qu'au titre précédent, nous avons recapitulé les valeurs des débits de ruissellement de point dans le tableau suivant. Les exutoires considérés sont les ponts sur la rivière Muha (Avenue du large, RN3 et RN7) et toutes les conditions d'aménagement du bassin versant sont considérés. La pluie du projet est une averse de période de retour de 100 ans survenue dans les conditions d'humidité moyenne du sol (AMC II).

Tableau III.29: Synthèse des débits de point pour toutes les situations d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha.

Exutoire BV	Précipitation en mm	Débit de point en m³/s pour la situation d'aménagement du bassin versant suivante :										
		SI	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu+Rr	SI+NOUA+Pu+FA	SI+NOUA+Pu+Rr+FA
Av. large	87,806	112,236	113,773	109,607	97,504	94,758	112,052	111,136	98,991	109,401	97,185	94,426
RN 3	87,806	111,207	112,700	108,333	96,772	94,200	111,026	109,816	98,100	108,130	96,599	94,012
RN 7	87,806	76,351	77,084	74,214	64,461	62,487	76,420	74,943	65,160	74,271	64,469	62,533

Avec les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, nous avons évalué la variation relative du débit de point par rapport à la situation initiale : (Qi-Qsi) /Qsi. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.30: Variation relative du débit de point des différentes variantes d'aménagement du bassin versant de la rivière Muha.

Exutoire BV	Variation du débit par rapport à la situation initiale : (Qi-Qsi)/Qsi									
	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu +Rr	SI+NOUA+Pu +FA	SI+NOUA+Pu +Rr+FA
Av. large	1,37%	-2,34%	-13,13%	-15,57%	-0,16%	-0,98%	-11,80%	-2,53%	-13,41%	-15,87%
RN 3	1,34%	-2,58%	-12,98%	-15,29%	-0,16%	-1,25%	-11,79%	-2,77%	-13,14%	-15,46%
RN 7	0,96%	-2,80%	-15,57%	-18,16%	0,09%	-1,84%	-14,66%	-2,72%	-15,56%	-18,10%

Avec :

- **SI** : Situation Initiale ;
- **SI+NOUA** : Situation Initiale combiné avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles ;
- **SI+Rr** : Situation Initiale en combiné avec les Réservoirs Ruraux ;
- **SI+FA** : Situation Initiale en combinaison avec Fosses Antiérosives ;
- **SI+FA+Rr** : Situation Initiale en combinaison avec les Fosses Antiérosives et les Réservoirs Ruraux ;
- **SI+NOUA+Pu** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Puisards Urbains ;
- **SI+NOUA+Rr** : Situation Initiale en en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Réservoirs Ruraux ;
- **SI+NOUA+FA** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles et les Fosses Antiérosives ;
- **SI+NOUA+Pu+Rr** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains et les Réservoirs Ruraux ;
- **SI+NOUA+Pu+FA** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains et les Fosses Antiérosives ;
- **SI+NOUA+Pu+FA +Rr** : Situation Initiale en combinaison avec les Nouvelles Orientations Urbaines Actuelles, les Puisards Urbains, les Fosses Antiérosives et les Réservoirs Ruraux.

Commentaires sur les résultats :

En analysant les résultats présentés dans le tableau III-30, nous pouvons remarquer que, quel que soit l'aménagement envisagé, la réponse hydrologique du bassin versant connaitra des fluctuations selon l'importance et la localisation de l'aménagement :

- En considérant uniquement les aménagements urbains dans le bassin versant de la rivière Muha, leurs impacts sur la réponse hydrologique seront plus visibles en aval du fait de l'augmentation de la proportion urbaine de l'amont vers l'aval.

- Par contre, si on considère uniquement les aménagements ruraux au niveau du bassin versant de la rivière Muha, leurs impacts sur la réponse hydrologique seront plus remarquables au niveau du pont de la RN7 (pont amont) qu'au niveau du pont de l'Avenue du large (pont aval).

De plus, si on analyse le signe de la variation relative du débit de point, nous remarquons que :

- les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA) ont des impacts négatifs sur le ruissellement (augmentation du débit de point). Ils ont pour effet de diminution du temps de concentration et de la fraction d'eau pluviale participante à l'infiltration. De ce fait, face à une averse donnée, la réponse hydrologique du bassin versant ayant connu ce genre d'aménagement devient presque impulsionnelle ;
- les autres aménagements et combinaisons d'aménagement du bassin versant évalués au cours du présent travail de fin d'études ont des impacts positifs sur le ruissellement (diminution du débit de points) ;
- si on compare les aménagements à titre individuel, nous remarquons que les fosses antiérosives (SI+FA) possèdent un impact très positif sur la réponse hydrologique. Ces fosses retardent l'écoulement par interception d'une quantité d'eau pluviale importante au débit de l'averse en raison de leur densité. De ce fait, les premières gouttes de pluies (non évaporées) ne participent pas au ruissellement direct mais connaitront un retard du fait qu'ils vont commencer à s'infiltrer avant de réapparaitre à la surface du sol.

CHAPITRE IV: EVALUATION DU TRANSPORT SOLIDE ET DE LA CAPACITE DE TRANSPORT DES PONTS SUR LA RIVIERE MUHA.

IV.1. Introduction

Comme déjà énoncé au paragraphe I.5, le transport solide correspond au phénomène d'entraînement et de transport de matériaux solides par un écoulement liquide d'intensité suffisante. L'étude du transport solide dans le sens de l'hydrologie de l'ingénieur porte essentiellement sur le transport des éléments non-organique dans le cours d'eau quel que soit leur taille (argile, limons, sables, graviers, galets, etc). Bien que les éléments transportés pourraient être profitables, le manque d'information sur les quantités transportées peut être la cause de sérieux problèmes d'envasement, d'inondation et d'érosion.

IV.2. Evaluation du transport solide avec la formule de Fournier.

Selon fournier, l'apport solide annuel spécifique est évalué par la formule suivante :

$$\boldsymbol{E = \frac{1}{36} * (\frac{Px^2}{Pa})^{2,65} * (\frac{h^2}{S})^{0,46}} \qquad \textbf{(IV-1)}$$

Où :
$\boldsymbol{E}$: Apport solide annuel moyen spécifique $\left(\frac{\frac{\text{tonnes}}{\text{km}^2}}{\text{an}}\right)$;
$\boldsymbol{Px}$: pluviométrie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm);
$\boldsymbol{Pa}$: Pluviométrie annuelle moyenne (mm);
$\boldsymbol{h}$: dénivelée moyenne du bassin versant (m) $ou\ 0{,}45 * (hmax - hmin)$
$\boldsymbol{S}$: Superficie du bassin versant (km^2)

L'analyse des données pluviométriques sur une période couvrant 31ans (1971-2001) à la station de Buhonga montre que le mois le plus pluvieux est le mois d'avril avec une moyenne de 190,66mm. Sur la même station et la même période d'observation, la pluviométrie moyenne annuelle calculée est de 1373mm.

L'analyse des caractéristiques du bassin versant obtenues montre que le bassin versant a une surface de 19,2462 km^2. L'hypsométrie du bassin versant montre que la cote maximale (hmax) et celle minimale (hmin) sont respectivement égales à 1873m et 773m. De ces deux côtes, on trouve que la dénivelée moyenne du bassin versant est de 495m.

En intégrant toutes ces valeurs dans la formule de Fournier, on a :

$$\boldsymbol{E = \frac{1}{36} * \left(\frac{190{,}66^2}{1373}\right)^{2,65} * \left(\frac{495^2}{19.2462}\right)^{0,46} = 12\,663{,}0698\ t/km^2/an.}$$

La perte en terre évaluée selon la formule de Fournier est de 243 715,975 tonnes/an. En considérant le poids volumique des matériaux transportés à 2 650kg/m^3, on trouve que le volume total des matériaux transportés est de 91 968,29 m^3/an. Si nous ramenons ce volume à toute la surface du bassin versant, on trouve que la perte en terre moyenne est environ égale à 4,8mm/an.

IV.3. Evaluation du transport solide avec la formule de Gravilovic.

Comme la formule de Fournier, le modèle de Gravilovic utilise un indice climatique et les caractéristiques physiques du bassin versant pour le calcul du transport solide. Les théories en rapport avec l'évaluation du transport solide selon le modèle de Gravilovic sont présentées au titre I.6.

Afin de trouver la température moyenne annuelle de notre zone, nous sommes partis des données de la station Buja -Aéro sur lesquelles nous avons transposées. Le principe de transposition utilisée est l'utilisation du gradient thermique caractéristique de la troposphère. Dans cette couche de l'atmosphère, la température moyenne diminue de 6,4 °C tous les 1km.

Tableau IV.1: Estimation de la température moyenne annuelle à Buhonga

Station	Longitude	Latitude	Altitude	Température moyenne annuelle
Buja-Aero	29,32	-3,32	783	24,72
Buhonga	29,40	-3,43	1350	**21,09**

Après avoir évaluée la température moyenne à station de Buhonga, connaissant d'autres paramètres intervenant dans l'évaluation du transport solide selon la formule de Gravilovic, nous avons procédé à son évaluation et les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Résultats d'évaluation du transport solide selon la formule de Gravilovic.

Désignation	**Symbole**	**Valeur**	**Unité**
Température moyenne annuelle	t_o	21,09	^OC
Précipitation moyenne annuelle	P	1373	mm
Surface du bassin versant (BV)	A	19,2462	km^2
Périmètre du BV	Perm	26,6218	km
Longueur du plus long thalweg	L	13,251	km
Altitude moyenne	H_{moy}	0,495	km
Pente moyenne du bassin versant	I	37,46%	
Indice de température	T	1,486	
Coefficient de protection du BV	x	0,9	
Coefficient d'érodabilité	y	0,8	
Coefficient de type d'érosion	φ	1	
Coefficient d'érosion	z	1,161	
Production annuelle de sédiments	D	8016,686	$m^3/km^2/an$
Coefficient de rétention des sédiments	Rm	0,625	
Dégradation spécifique	Ds	5006,474	$m^3/km^2/an$
Dégradation totale au niveau du BV	Ds_{tot}	96355,608	m^3/an
Perte en terre moyenne dans le BV	p_{sol}	5,006	mm/an

Le choix des coefficients x, y et φ a été opéré selon les considérations/hypothèses suivantes :

- Les champs sont labourés suivant la pente (x=0,9)
- La roche du sous-sol sont mis-résistantes à l'érosion (y=0,6 à 1) ;
- Le bassin versant est entièrement érodé par affouillement et éboulement. (φ=1).

IV.4. Analyse des résultats d'évaluation du transport solide

D'après ces résultats d'évaluation du transport solide présentés aux titres IV.2 et IV.3, nous constatons que les résultats sont très proches. On peut également remarquer qu'avec la première formule, il est impossible d'évaluer l'impact d'un aménagement du bassin versant sur le transport solide.

Pour cette étude, bien que les résultats soient proches les uns des autres, la formule de Fournier intègre moins de paramètres et, de notre part, n'est pas adaptée à l'évaluation du transport solide. En raison des paramètres qu'elle intègre, la formule de Gravilovic est la mieux indiquée que celle de Fournier.

IV.5. Evaluation de la capacité de transport des ouvrages hydrauliques construits sur la rivière Muha

IV.5.1. Introduction

L'objectif poursuivi lors de l'évaluation de la capacité de transport d'un ouvrage hydraulique est de s'assurer de sa sécurité lorsqu'il est sollicité par une crue de période de retour donnée.

En effet, la rivière Muha traverse un milieu nanti en infrastructure de transport terrestre. De ce fait, pour la franchir, il a fallu qu'on aménage des ponts routiers. Ces derniers sont construits sur les axes routiers comme l'Avenue du large et les routes nationales numéro 3 et 7. Afin d'arriver à déterminer la capacité de transport de ces ponts, les formules empiriques à utiliser obligent d'intégrer les caractéristiques géométriques de ces ouvrages. Les visites effectuées à l'endroit de ces ouvrages nous ont permis de décrire et de mesurer ces ouvrages.

Le tableau suivant présente une brève description des ponts sur l'Avenue du large, la RN3 et la RN7.

Tableau IV.3: Description de la géométrie et de la structure des ponts sur la rivière Muha au niveau de l'Avenue du large, la RN3 et la RN7.

Ouvrage	Formes	Structure	Dimensions
Pont sur l'Avenue du large	Dalot à trois ouvertures rectangulaires égales	Béton armé	- Largeur à la base par ouverture : 3,5m - Hauteur de l'ouverture : 3m - Nombre d'ouverture : 3
Pont sur la RN3	Dalot cadre à une ouverture rectangulaire	Béton armé	- Largeur à la base :10m - Hauteur de l'ouverture : 5m
Pont sur la RN7	Dalot cadre à une ouverture rectangulaire	Béton armé	- Largeur à la base :15m - Hauteur de l'ouverture : 4m

IV.5.2. Capacité de transport des ouvrages hydrauliques

IV.5.2.1. Introduction

La capacité de transport d'un ouvrage hydraulique est la quantité de matières pouvant le transiter par unité de temps sans danger.

- Pour les ponts, cette capacité de transport s'exprime par le débit d'écoulement pouvant les traverser sans danger d'érosion (affouillement), de dépôt et de débordement. Dans la mesure du possible, l'ouverture du pont est choisie selon le plan miroir du niveau atteint par les plus hautes eaux (PHE) correspondant au débit du projet (débouché linéaire). Quant à la hauteur de l'ouverture, elle est choisie selon la cote des plus hautes eaux de la zone du pont avant

l'édification de l'ouvrage. A la cote des PHE, il faut ajouter la surélévation du niveau d'eau due aux appuis de l'ouvrage et un tirant d'air. Ce dernier étant prévu pour éviter l'obstruction du pont due à des corps flottants pouvant être emportés par le courant de la rivière et s'attacher sur l'ouvrage.

- Dans les petits ouvrages (dalots et buses), le danger d'érosion est réduit en limitant la vitesse d'écoulement et les dépôts sont limités en imposant une pente longitudinale de l'ouvrage au moins égale à la pente critique. Dans son ouvrage intitulé « HYDRAULIQUE ROUTIERE », Nguyen Van Tuu (1979) stipule que la vitesse maximale d'écoulement dans les petits ouvrages hydrauliques est de l'ordre de 3m/s. Selon le rapport hydraulique et hydrologique fourni par le consultant ingénierie (LCI) pour les travaux de voie de contournement de la ville de Bujumbura dans le projet Multinational Burundi/Rwanda, cette vitesse maximale admissible est de 4m/s (LCI 2020, Pge 28). Selon le même rapport, pour les ouvrages en béton, une vitesse d'écoulement de 6m/s peut être tolérée (LCI 2020, Pge42).

Pour la vérification de la capacité hydraulique de transport dans les ouvrages dont il est question dans le présent travail, une vitesse limite de 4m/s a été considérée.

Selon Nguyen Van Tuu (1979), les valeurs minimales des tirants d'air tiennent compte de la longueur du pont mais également de sa zone de localisation. Le tableau suivant présente à titre d'exemple les valeurs du tirant d'air minimal recommandées pour les ponts dont la longueur est au maximum égale à 50m :

Tableau IV.4: Tirant d'air minimal pour un pont dont la longueur est inférieure ou égale à 50m.

Zone	Tirant d'air minimal
Désertique ou subdésertique	1,0 m
Savane	1,5 m
Végétation arbustive dense	2 m
Forestière	2,5 m

La détermination de la cote des PHE se fait en général par des enquêtes auprès des riverains de la rivière (niveau atteinte). En cas d'absence d'information, on se contente d'utiliser les résultats des études hydrologiques et topographiques avec les équations empiriques pour déterminer le niveau atteint par les PHE. La relation la plus utilisée est celle de Manning :

$$Q = \frac{1}{n}.A.R^{\frac{2}{3}}.i^{\frac{1}{2}} \qquad \textbf{(IV-2)}$$

$$\text{Où} \begin{cases} Q: débit\ d'écoulement\ \left(\frac{m^3}{s}\right); \\ n: rugosité\ de\ manning; \\ A: surface\ mouillée\ (m^2); \\ \mathrm{R} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{P}} \text{est le rayon hydraulique (m)}; \\ P: périmètre\ mouillé\ (m); \\ i: pente\ de\ l'écoulement\ (\frac{m}{m}); \end{cases}$$

Comme la section transversale du lit n'est pas régulière, on choisit une section à l'endroit du pont et la pente de l'écoulement est assimilée à celle de la rivière aux environs du pont. Les berges, le fond du lit et la plaine alluviale sont, dans la plupart des cas, caractérisés par des coefficients de rugosité différents et la valeur à considérer est celle déterminée par la moyenne pondérée :

$$\mathrm{n} = \frac{1}{\mathrm{l}} \sum_{\mathrm{k}=1}^{\mathrm{n}} \mathrm{n_k} * \mathrm{l_k} \qquad \textbf{(IV-3)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l: périmètre\ total\ mouillé\ (m); \\ n_k: coefficient\ de\ rugosité\ de\ Manning\ d'une\ partie\ supposée\ homogène; \\ l_k: longueur\ mouillée\ de\ la\ partie\ homogène\ (m). \end{cases}$$

La cote correspondante au débit du projet est obtenue par des calculs itératifs.

En cas des ouvrages déjà érigés, la détermination de la capacité de transport revient à la détermination du débit du projet qui satisfait aux critères de dimensionnement pour le fonctionnement normal du pont. En effet, les ouvrages dont il est question dans le présent travail sont de type dalot cadre. Pour la vérification de leur capacité hydraulique de transport, nous avons procédé comme suit :

- en premier lieu, nous avons déterminé le débit du projet pouvant être évacué pour la pente critique et en respectant le critère de vitesse maximale admissible dans les ouvrages ;
- en deuxième lieu, nous avons déterminé la vitesse d'écoulement et le tirant d'air correspondant au débit centenaire évalué pour la situation actuelle d'aménagement (SI) dans les conditions d'humidité moyenne (AMC II) en considérant la pente de l'ouvrage ;
- en dernier lieu, nous avons déterminé capacité d'évacuation des ouvrages hydrauliques de franchissement de la rivière Muha en respectant les critères de vitesse (≤4m/s) et celui du tirant d'air (≥2m/s). Pour chaque ouvrage, le débit vérifiant le critère le plus critique pour celui-ci a été considéré comme la capacité réelle de transport de l'ouvrage.

IV.5.2.2. Calcul de la pente critique

La pente critique est celle, à un débit donné et pour une section transversale donnée, correspondant à la limite de l'écoulement fluvial et celui de l'écoulement torrentiel. A cette limite, le nombre de Froude est égal à l'unité.

La détermination de la pente critique se fait en résolvant successivement les équations suivantes :

$$\begin{cases} 1 - \frac{BQ^2}{gA^3} = 0 \quad (1) \\ Q - \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} I_c^{\frac{1}{2}} = 0 \quad (2) \end{cases} \qquad \textbf{(IV-4)}$$

Avec $\begin{cases} B : largeur\ au\ mirroir\ (m); \\ Q : débit\ d'écoulement(\frac{m^3}{s}); \\ g : accélération\ de\ la\ pésanteur\ (\frac{m}{s^2}); \\ A : section\ mouillée\ (m^2); \\ n : coefficient\ de\ rugosité\ des\ parois; \\ R : rayon\ hydraulique\ (m) \\ I_c : Pente\ critique\ \left(\frac{m}{m}\right) \end{cases}$

Avec la première équation, on détermine le tirant d'eau h_w qui la vérifie. La valeur du tirant d'eau ainsi trouvée est utilisée dans la deuxième équation pour déterminer la pente critique (I_c). Comme nous avons une section rectangulaire, la largeur au miroir est égale à la largeur au fond et on a :

$$\begin{cases} h_w = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \\ I_c = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \end{cases} \qquad \textbf{(IV-5)}$$

IV.5.2.3. Vérification de la vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement dans l'ouvrage est donnée par la relation suivante :

$$V = \frac{1}{n} . R^{\frac{2}{3}} . i^{\frac{1}{2}} \qquad \textbf{(IV-6)}$$

Avec : $\begin{cases} V : vitesse\ d'écoulement\ \left(\frac{m}{s}\right); \\ n : coefficient\ de\ rugosité\ des\ parois; \\ R : Rayon\ hydraulique\ (m); \\ i : pente\ de\ l'ouvrage. \end{cases}$

Si on connaît le degré de remplissage r et les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, on détermine les caractéristiques d'écoulement dans l'ouvrage par les équations suivantes :

$$h_w = rH \qquad \textbf{(IV-7)}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \qquad \textbf{(IV-8)}$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad \textbf{(IV-9)}$$

$$t_a = H - h_w \quad \textbf{(IV-10)}$$

Où $\begin{cases} Q: débit\ d'écoulement\ \left(\frac{m^3}{s}\right) \\ V: vitesse\ d'écoulement\ \left(\frac{m}{s}\right); \\ n: coefficient\ de\ rugosité\ de\ manning; \\ A: surface\ mouillée\ (m^2); \\ \mathrm{R} = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{P}} \text{ est le rayon hydraulique (m)}; \\ P: périmètre\ mouillée\ (m); \\ i: pente\ de\ l'écoulement\ ; \\ h_w: tirant\ d'eau\ (m); \\ H: Hauteur\ totale\ de\ l'ouverture\ (m); \\ t_a: tirant\ d'air(m). \end{cases}$

IV.5.2.4. Résultats d'évaluation de la capacité de transport des ponts sur la rivière Muha au niveau de l'Avenue du large, la RN 3 et la RN7.

Les résultats d'évaluation de la capacité de transport des ouvrages hydrauliques (dalots cadres) construits sur la rivière Muha sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.5: Capacité de transport des ouvrages hydrauliques de franchissement de la rivière Muha en régime critique

Ouvrage hydraulique type				Unité
Dalot cadre sur :	Avenue du large	RN3	RN7	
Débit (Q)	68,5	65,2	97,8	m^3/s
Nombre d'ouverture (N)	3	1	1	-
Débit par ouverture (q)	22,83	65,2	97,8	m^3/s
Coefficient de rugosité (n)	0,014	0,014	0,014	-
Largeur de l'ouverture (B)	3,5	10	15	m
Hauteur de l'ouverture (H)	3	5	4	m
Tirant d'eau (h_w)	1,631	1,630	1,630	m
Section mouillée (A)	5,708	16,303	24,455	m^2
Périmètre mouillé (P)	6,762	13,261	18,261	m
Rayon hydraulique (R)	0,844	1,229	1,339	m
Pente critique (I_c)	0,004	0,002	0,002	m/m
Vitesse d'écoulement	4,000	3,999	3,999	m/s
Vitesse limite	4	4	4	m/s

En régime critique, on constate que les ouvrages hydrauliques au niveau de l'Avenue du large et la RN3 sont dimensionnés pour une crue due à une averse dont la période de retour est inférieure à 100ans survenue dans les conditions d'humidité moyenne (AMCII).

Néanmoins, lors de l'exécution des ouvrages, il est rare que la pente longitudinale adoptée pour le radier soit égale à la pente critique. Aux environs de notre zone d'étude, la quasi-totalité des grands ouvrages hydrauliques ont une pente de 0,5% et sont dimensionnés pour fonctionner en régime torrentiel et non critique. Afin de tenir compte du régime réel de fonctionnement pour les débits des crues, nous avons évalué la capacité de transport réelle pour chaque ouvrage hydraulique en tenant compte de la pente réelle des ouvrages. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Vérification de la capacité de transport des ouvrages hydrauliques pour le débit du projet

Ouvrage hydraulique type				**Unité**
Dalot cadre sur :	**Avenue du large**	**RN3**	**RN7**	
Débit (Q)	**112,24**	**111,21**	**76,35**	**m^3/s**
Nombre d'ouverture (N)	3	1	1	-
Débit par ouverture (q)	37,41	111,21	76,35	m^3/s
Coefficient de rugosité (n)	0,014	0,014	0,014	-
Largeur de l'ouverture (B)	3,5	10	15	m
Hauteur de l'ouverture (H)	3	5	4	m
Tirant d'eau (h_w)	2,164	1,818	1,059	m
Tirant d'air (h_a)	0,836	3,182	2,941	m
Taux de remplissage	72,12%	36,36%	26,48%	-
Section mouillée (A)	7,573	18,178	15,888	m^2
Périmètre Mouillé (P)	7,827	13,636	17,118	m
Rayon hydraulique (R)	0,967	1,333	0,928	m
Pente longitudinale (I)	0,005	0,005	0,005	m/m
Vitesse d'écoulement	4,941	6,118	4,806	m/s
Vitesse limite considérée	4	4	4	m/s
Conclusion sur la vitesse	Excessive	Trop excessive	Excessive	
Conclusion sur le tirant d'air	Insuffisant	OK	OK	

D'après les résultats ci-dessus, nous remarquons que pour le débit du projet dû à une averse centennale survenue dans les conditions d'humidité moyenne, le fonctionnement de tous les trois ouvrages sera anormal mais dans les limites de tolérance :

- Pour le pont au niveau de l'Avenue du large, la vitesse d'écoulement est excessive (4,841m/s>4m/s) mais dans la limite de tolérance(<6m/s) et le tirant d'air est insuffisant (0,836m< 2m);
- Pour le pont Muha au niveau de la RN3, la vitesse d'écoulement est trop excessive (6,118m/s >4m/s) mais le tirant d'air est suffisant (3,182m > 2m);
- Pour le pont Muha au niveau de la RN7, la vitesse est excessive (4,806m/s>4m/s) mais elle est tolérable (<6m/s) et le tirant d'air est suffisant (2,941m > 2m)

Après avoir constaté que la capacité hydraulique de transport de tous les trois ouvrages hydrauliques possède des lacunes de fonctionnement (pour le débit du projet), nous avons déterminé le débit d'écoulement admissible pour leur bon fonctionnement en considérant le critère de vitesse (V≤4m/s) et celui du tirant d'air (h_a≥2m). La capacité hydraulique optimale de transport est celui vérifiant à la fois les deux critères. Les deux tableaux suivants illustrent les résultats de calcul :

Tableau IV.7: Débit admissible dans les ouvrages en tenant compte du critère de Vitesse

Ouvrage hydraulique type				Unité
Dalot cadre sur :	Avenue du large	RN3	RN7	
Débit (Q)	49,560	32,790	46,588	m^3/s
Nombre d'ouverture (N)	3	1	1	-
Débit par ouverture (q)	16,520	32,790	46,588	m^3/s
Coefficient de rugosité (n)	0,014	0,014	0,014	-
Largeur de l'ouverture (B)	3,5	10	15	m
Hauteur de l'ouverture (H)	3	5	4	m
Tirant d'eau (h_w)	1,180	0,820	0,777	m
Tirant d'air (h_a)	1,820	4,180	3,223	m
Taux de remplissage	39,33%	16,40%	19,42%	-
Section mouillée par ouverture (A)	4,130	8,200	11,655	m^2
Périmètre mouillé par ouverture (P)	5,860	11,640	16,554	m
Rayon hydraulique par ouverture (R)	0,705	0,704	0,704	m
Pente longitudinale (I)	0,005	0,005	0,005	m/m
Vitesse d'écoulement	4,000	3,999	3,997	m/s
Vitesse limite considérée	4	4	4	m/s
Conclusion sur la vitesse	OK	OK	OK	
Conclusion sur le tirant d'air	Insuffisant	OK	OK	

Tableau IV.8: Débit admissible dans l'ouvrage en tenant compte du critère de tirant d'air.

Ouvrage hydraulique type				Unité
Dalot cadre sur :	Avenue du large	RN3	RN7	
Débit (Q)	39,236	230,398	205,458	m^3/s
Nombre d'ouverture (N)	3	1	1	-
Débit par ouverture (q)	13,079	230,398	205,458	m^3/s
Coefficient de rugosité (n)	0,014	0,014	0,014	-
Largeur de l'ouverture (B)	3,5	10	15	m
Hauteur de l'ouverture (H)	3	5	4	m
Tirant d'eau (h_w)	1,000	3,000	2,000	m
Tirant d'air (h_a)	2,000	2,000	2,000	m
Taux de remplissage	33,33%	60,00%	50,00%	-
Section mouillée par ouverture(A)	3,500	30,000	30,000	m^2
Périmètre mouillé par ouverture (P)	5,500	16,000	19,000	m
Rayon hydraulique par ouverture(R)	0,636	1,875	1,579	m
Pente longitudinale (I)	0,005	0,005	0,005	m/m
Vitesse d'écoulement	3,737	7,680	6,849	m/s
Vitesse limite considérée	4	4	4	m/s
Conclusion sur la vitesse	OK	Trop excessive	Trop excessive	
Conclusion sur le tirant d'air	OK	OK	OK	

En essayant de respecter les deux critères, on remarque que la capacité optimale de transport du :

- pont Muha au niveau de l'Avenue du large : 39,236m^3/s ;
- pont Muha au niveau de la RN 3 : 32,790m^3/s
- pont Muha au niveau de la RN7: 46,588m^3/s.

On remarque que ces débits correspondent à une averse dont la période de retour est courte (T<100ans) si nous considérons que l'humidité du sol est moyenne au début de l'averse (AMC II).

Bien qu'il y ait des ponts qui s'effondrent avant leur débordement, nous avons évalué le débit d'écoulement au-dessus duquel un lac de retenue en amont et/ou un débordement du pont peut avoir lieu en considérant une hypothèse que les ouvertures des ouvrages ne sont pas bouchées. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: Capacité hydraulique limite des ouvrages

Ouvrage hydraulique type				Unité
Dalot cadre sur :	Avenue du large	RN3	RN7	
Débit (Q)	170,077	465,179	574,280	m^3/s
Nombre d'ouverture (N)	3	1	1	-
Débit par ouverture (q)	56,692	465,179	574,280	m^3/s
Coefficient de rugosité (n)	0,014	0,014	0,014	-
Largeur de l'ouverture (B)	3,5	10	15	m
Hauteur de l'ouverture (H)	3	5	4	m
Tirant d'eau (h_w)	3,000	5,000	4,000	m
Tirant d'air (h_a)	0,000	0,000	0,000	m
Taux de remplissage	100%	100%	100%	-
Section mouillée par ouverture (A)	10,500	50,000	60,000	m^2
Périmètre mouillé par ouverture (P)	9,500	20,000	23,000	m
Rayon hydraulique par ouverture (R)	1,105	2,500	2,609	m
Pente longitudinale (I)	0,005	0,005	0,005	m/m
Vitesse d'écoulement	5,399	9,304	9,571	m/s
Vitesse limite considérée	4	4	4	m/s
Conclusion sur la vitesse	Excessive	Trop excessive	Trop excessive	
Conclusion sur le tirant d'air	Très insuffisant	Très insuffisant	Très insuffisant	

On remarque que ces débits sont très supérieurs aux débits les plus critiques évalués pour une averse de période de retour égale à 100ans survenue sur un sol moyennement humide (170,077 m^3/s> 112,236m^3/s pour le pont Muha de l'Avenue du large, 465,179m^3/s >111,207m^3/s pour le pont Muha sur RN3 et 574,28m^3/s>76,351m^3/s pour le pont Muha sur la RN7).

D'après ces résultats, on peut facilement remarquer que, d'une façon générale, le risque de débordement de tous ces ouvrages est très faible (T>100ans) mais qu'il ne faut pas l'ignorer. Selon les propos recueillis auprès des riverains de cette rivière, les récents débordements ont eu lieu en 2019. D'après les mêmes sources, ils étaient dus à l'obstruction des ouvertures par des branches d'arbres mélangés avec les sédiments charriés par la rivière.

CHAPITRE V: CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

V.1. Conclusions

Le présent travail de fin d'études avait pour objectif d'évaluer l'impact de l'aménagement du bassin versant de la rivière Muha sur la réponse hydrologique. Au cours de ce travail, onze situations d'aménagement (SI, SI+NOUA, SI+Rr, SI+FA, SI+FA+Rr, SI+NOUA+Pu, SI+NOUA+Rr, SI+NOUA+FA, SI+NOUA+Pu+Rr, SI+NOUA+Pu+FA et SI+NOUA+Pu+Rr+FA) ont fait objet d'une évaluation. La réponse hydrologique du bassin versant a été déterminée aux niveaux de trois points (exutoires) correspondant au niveau des ponts sur la rivière Muha. La période de retour considérée pour l'averse du projet est de 100ans et l'humidité du sol est moyenne au débit de l'événement pluviométrique (AMC II).

Les résultats obtenus au cours de ce travail confirment que les actions humaines ont des impacts sur les débits des rivières drainant les zones dénaturalisées. Parmi les onze situations d'aménagement étudiés, on peut constater que :

- les nouvelles orientations urbaines actuelles (SI+NOUA) ont des impacts négatifs sur le ruissellement (augmentation du débit de point de 1,37% au niveau du pont de l'Avenue du large). Par le fait que ce genre d'aménagement augmente le curve number (CN) par augmentation de la surface imperméabilisée, il diminue le temps de concentration et la fraction d'eau pluviale participante à l'infiltration. De ce fait, face à une averse donnée, la réponse hydrologique du bassin versant ayant connu ce genre d'aménagement devient presque impulsionnelle ;
- les autres aménagements et combinaisons d'aménagement du bassin versant évalués au cours du présent travail de fin d'études ont des impacts positifs sur le ruissellement (diminution du débit de points de 18,10% au niveau du pont de la RN7 pour l'aménagement combiné : SI+NOUA+Pu+Rr+FA) par augmentation de la fraction d'eau interceptée;
- si on compare les aménagements à titre individuel, nous remarquons que les fosses antiérosives (SI+FA) possèdent un impact très positif sur la réponse hydrologique (diminution du débit de point de 15,57% au niveau du pont de la RN7).
- quel que soit l'aménagement envisagé, la réponse hydrologique du bassin versant au niveau de son réseau de drainage va connaitre des fluctuations selon l'importance et la localisation de l'aménagement :
    - l'effet des aménagements urbains au niveau du bassin versant de la rivière Muha sur le débit de point est plus remarquable au niveau du pont de l'Avenue du large (pont aval) qu' au niveau du pont de la RN 7 (augmentation respective de 1,37% et 0,96% pour les nouvelles orientations urbaines actuelles : SI+NOUA) ;

- l'effet des aménagements ruraux au niveau du bassin versant de la rivière Muha est plus remarquable au niveau du pont de la RN7 (pont amont) qu'au niveau du pont de l'Avenue du large (diminution respective de 18,16 % et 15,57% pour la combinaison des fosses antiérosives avec les réservoirs en milieu rural : SI+FA+Rr).

Les résultats d'évaluation de la capacité hydraulique de transport des ouvrages de franchissement de la rivière Muha par les routes nationales et l'Avenue du large montrent que tous ces ouvrages ont, dans les bonnes conditions d'écoulement, des faibles capacités d'évacuation des débits des crues (39,236 m^3/s pour le pont Muha de l'Avenue du large, 32,790 m^3/s pour le pont Muha à la RN3 et 46,588 m^3/s pour le pont Muha à la RN7). Afin de les maintenir en bonne état pour une longue durée, une surveillance et des entretiens courants des ponts devraient être envisagés par l'Agence Routière du Burundi (ARB). Si on opte pour l'aménagement combiné (SI+NOUA+Pu+Rr+FA) dans le bassin versant de la rivière Muha, la longévité des ouvrages au vu des dangers hydrologiques sera améliorée bien que les débits correspondant à ce genre d'aménagement soient toujours supérieurs aux capacités hydrauliques de transport de ces ouvrages.

D'après les résultats de l'étude, le risque de débordement est généralement faible sauf en cas d'obstruction des ouvertures par les branches et les troncs d'arbres déracinés en amont des ponts (170,077 m^3/s> 112,236m^3/s pour le pont Muha de l'Avenue du large ; 465,179m^3/s >111,207m^3/s pour le pont Muha sur RN3 et 574,28m^3/s > 76,351m^3/s pour le pont Muha sur la RN7). Vu l'architecture du pont Muha sur l'Avenue du large (pont à plusieurs ouvertures dans une zone arbustive), par rapport aux autres ponts, le risque d'obstruction est élevé.

Bien que le travail semble répondre à tous les objectifs spécifiques que nous nous sommes données, son aboutissement n'a pas été sans contraintes. A titre d'exemple, nous aurions voulu avoir les hyétogrammes des différents événements pluvieux extrêmes mais les données disponibles ne sont que des relevées journalières des précipitations. De plus, nous aurions aimé avoir les enregistrements journaliers des précipitations de ces dernières décennies afin de tenir compte des impacts du changement climatique mais en vain. De ce fait, on s'est contenté des données qu'on a eu pour mener à bout notre projet ce qui peut susciter des interrogations des uns et des autres aussi longtemps que la rivière n'est pas jaugée.

V.2. Recommandations

Les difficultés rencontrées dans la préparation de ce travail et les résultats obtenus nous ont poussé à formuler les recommandations suivantes :

- Au Bureau de Centralisation Géomatique (BCG), il faut qu'ils mettent à jour leur base de données notamment le niveau de résolution des données rasteurs (10m x 10m n'est pas suffisant pour faire une analyse plus précise) et les limites administratives des différentes localités (certaines tracées ne correspondent plus à la réalité actuelle).
- A l'Institut Géographique du Burundi (IGEBU), au vu des dangers du risque d'inondation, il serait mieux de remplacer les stations météorologiques et hydrométriques qui ne sont plus fonctionnelles à nos jours et d'installer des nouvelles stations dotées des équipements permettant l'enregistrement instantané des paramètres. Ceci pourra contribuer à la connaissance et à la généralisation de la répartition des pluies dans le temps pour les différentes localités du pays et de générer des hydrogrammes unitaires synthétiques propre à chaque région du territoire nationale ;
- A l'Université du Burundi, nous aimerions demander l'accompagnement des étudiants en train de préparer leurs travaux de fin d'études par des moyens financiers en plus des moyens matériels ;
- Aux organes responsables de l'aménagement du territoire et de l'urbanisation, vu que chaque aménagement a un impact sur le réseau de drainage, la bonne réussite découlera d'une bonne collaboration entre les intervenants des divers domaines de formation. Les hydrologues et hydrauliciens ne devraient pas manquer de place dans le groupe des intervenants ;
- Aux autorités administratives de la mairie de Bujumbura, vu que le pavage des abords des routes publiques a un impact négatif sur les ruissellements (augmentation du débit), il serait mieux d'atténuer ou compenser cet impact par des aménagements diminutifs du débit de point. On peut par exemple imposer aux ménages urbains d'aménager des puisards pour recevoir les eaux des toitures ou aménager en amont du bassin versant des ouvrages de rétention comme les fosses antiérosives, les réservoirs et les puisards ruraux.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages généraux

- Agpaoa & al. (1976), “Manual of reforestation and erosion control for the Philippines”
- FAO. (2018), L’aménagement des bassins versant en action-leçons tirées des projets de terrain de la FAO », Rome.186pp.
- Hicintuka C. & Bararwandika A. (2016), « Directive et bonnes pratiques de gestion durable des terres au Burundi », Ministère de l’eau, de l’environnement, de l’aménagement du territoire et de l’urbanisme & Ministère de l’agriculture et de l’élevage, Bujumbura.
- Laborde, J.P (2000). « Eléments d’hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis » France.
- LCI (2020), « Travaux de contournement de la ville de Bujumbura-Rapport hydraulique et hydrologique », Multinational Burundi/Rwanda : Projet d’aménagement de routes (Mugina-Mabanda-Nyanza-lac et Rubavu) et de facilitation de transport sur le corridor Nord-Sud, Phase III, Troncon route : Mugina -Mabanda (20km) et Mabanda-Nyanza-lac (25km), République du Burundi, Agence Routière du Burundi.
- Leblond B.& Guerin L. (1981), « Travaux de conservations des sols : L’étude des projets et leur réalisation par des techniques à haute intensité de main d’œuvre », Bureau international du travail.
- Nguyen Van Tuu & al. (1981), « Hydraulique routière. », République Française, Ministère de la coopération et de développement.

Thèses

- Abdeddaim, H. (2018), « contribution à l’étude de l’influence de la structure du réseau hydrographique sur le risque hydrologique : Cas des bassins de l’Est de l’Algérie », Université Mohamed Khider Bistra.
- Daynou, M. (2012), « Contributions à la modélisation hydrodynamique des écoulement transitoires dans les réseaux de drainage urbain : théories et études de cas », Ecole Polytechnique de Montréal.
- Ghanmi H.(2014), « Estimation des courbes Intensités-Durée-Aire-Fréquence (IDAF) de la région de Tunis dans un contexte multifractal. », Université Versailles Saint-Quentin-en-Yvelines .
- Kasperski, J. (2008). « Confrontation des données de terrain et de l’imagerie multi-sources pour la compréhension de la dynamique des mouvements de versants. », Université Claude Bernard, Lyon I.
- Nibigira, L. (2019). « Etude des risques naturels liés aux interactions entre les mouvements de masse et le réseau hydrographique dans la région des lacs Kivu et Tanganyika », Université de Liège, LIEGE, BELGIQUE.

Mémoires

- Bwirabucaza F.L (2020), « Modélisation des processus hydrologique et hydraulique pour améliorer la résilience aux inondations. Cas du bassin versant de la rivière Gasenyi en république du Burundi.», Université du Burundi.
- Dablemont T.W. (2010), "The effectiveness of the Natural Resource Conservation Service (NRCS) and Huff rainfall distribution methods for use in detention basin design", Missouri S&T Library and Learning Resources.
- Nestor Raul Rocha, (2014), « Débits de crue et analyse hydrologique de petits bassins versant. », Université Laval, Québec, Canada.
- Nsengiyumva A. (2014), « Gestion du risque d'inondation et aménagement d'un cours d'eau torrentielle : cas de la rivière Mutimbuzi », Université de liège, Belgique.

Articles

- Alain Mailhot &al. (2016), « Hydrologie à l'échelle de petits bassins-versants agricoles. », Université du Québec, Québec, Canada.
- Brunet-Moret, Y. (1969), « Etude de quelques lois statistiques utilisées en hydrologie. », Cahiers ORSTOM, Série Hydrologie, 6(3),3-100.
- Camenen B. & Melun B. (2021) « Guide technique pour la mesure et la modélisation du transport solide. », Office français de la biodiversité & Institut national de recherche pour l'agriculture, l'alimentation et l'environnement, France.
- Canuel, H. (2003), « Bilan des connaissances sur le bassin versant du ruisseau Castle », Société de la faune et des parcs du Québec, Direction de l'aménagement de la faune de l'Estrie.
- Dominique Batista & al. (2019), « Analyse de risque des ponts en site affouillable. », Centres d'étude et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (CEREMA), Paris, France.
- Gray D.M., « méthodes statistiques-analyses de régression des courbes de fréquences ajustées. »
- Habibi B & al. (2013), « Analyse fréquentielle des pluies journalières maximales : Cas du Bassin Chott-Chergui. » Nature&Technology, (8),41B.
- Hountondji B. & al. (2019), « Calcul hydraulique d'un ouvrage de Franchissement de la digue Piste de l'axe Tove-Hetin-Sota dans le sud du Bénin. », Larhyss Journal, (40),195-211.
- Huff, Floyd A. (1990), "Time distributions of heavy rainstorms in Illinois", Illinois State Water Survey, campaign, Circular no.173
- Huff, Floyd A.& James R. Angel (1992), "Rainfall Frequency Atlas of the Midwest.", Illinois State Water Survey, Champaign, Bulletin 71.

- Istanbulluoglu & al. (2006). “Effects of Antecedent Precipitation Index on the Rainfall-Runoff Relationship”, Bulgarian Journal of Agricultural Science 12(1), 35.
- Meddi M. & al. (1999), « Etude du transport solide dans quatre bassins versants de l’ouest de l’Algérie. », Revue Marocaine du Génie Civil, Université de Mascara, Algérie.
- Monfet J. (1979), « Evaluation du coefficient de ruissellement à l’aide de la méthode SCS modifiée », Ministère des Richesses naturelle : Service de l’hydrométrie, Québec.
- Oliveros Carlos (1996), « Transports solides : modèles et conditions d’application en région PACA. », rapport BRGM R39474, décembre 1996, X pages.
- Parvez, M.B., & Inayathulla,M.(2019), “Statical analysis of rainfall for development of intensity-duration-frequency curves for Upper Cauvery Karnataka by log-normal distribution.”, International Journal of Scientific Research in Mathematical and Statistical Sciences, 6(5),12-33.
- Thirriot, C., & al. (1989), « Application d’une modélisation de la relation pluie brute-pluie efficace à la prévision des crues sur le Haut Aveyron ». Hydrol. Cont., 4(2), 151-163.
- Zemljic M. (1971), « Calcul du débit solide-Evaluation de la végétation comme un des facteurs antiérosifs. », Villach, Australie.

Autres documents

- “Organisation de l’espace », cours de deuxième année, Institut Supérieur de Techniciens de l’Aménagement et de l’Urbanisme.
- « Code de l’urbanisme, de l’habitat et de la construction au Burundi. », République du Burundi, Août 2016.
- « Etude d’une méthodologie d’évaluation de l’impact du projet des travaux publics et de création d’emplois sur l’environnement. », République du Burundi-Ministère des finances, mai 2000.
- Niyonzima N., « Les solutions techniques les plus appropriées (types et combinaisons) pour la conservation/récupération de l’eau de pluie. », Projet de Restauration et de Résilience du Paysage du Burundi.
- Sabushimike J. M. (2015), « Vulnérabilité des bassins versants de la région des Mirwa : Impact socioéconomiques et Environnementaux. »
- Bureau central du recensement (2009), « Recensement général de la population et de l’habitat du Burundi 2008 », République du Burundi, Ministère de l’intérieur, Bujumbura.
- Kaboneka S. (1998), « Gestion et conservation des eaux et des sols », Université du Burundi.

Sites internet

- https://hydrologie.org/glu/HINDFR.HTM, visité le 05/05/2021.
- https://www.wsdot.wa.gov/publications/fulltext/Hydraulics/HRM/App4B_2014.pdf, visité le 19/07/2021.
- https://studylibfr.com/doc/4410802/39-chapitre-4---statistiques-appliquées-à-l..., visité 09/05/2021 ;
- http://www.grr.ulaval.ca/gae_3005/Labos/Ref/CH_12_R_Qmax.pdf, visité le 07/06/2021.
- http://hydrologie2.org/Hydrotheque/Hydrologie_Appliquee/02_FonctionProduction/Exercice_HA0201/HA0201_corrige.pdf , visité le 15/07/2021.

ANNEXES

A.1. Valeurs utilisées pour les Curve number (CN II)

A.1.1. Valeurs du Curve number (CN II) selon Monfet (1979) : considérées pour la partie rurale du bassin versant

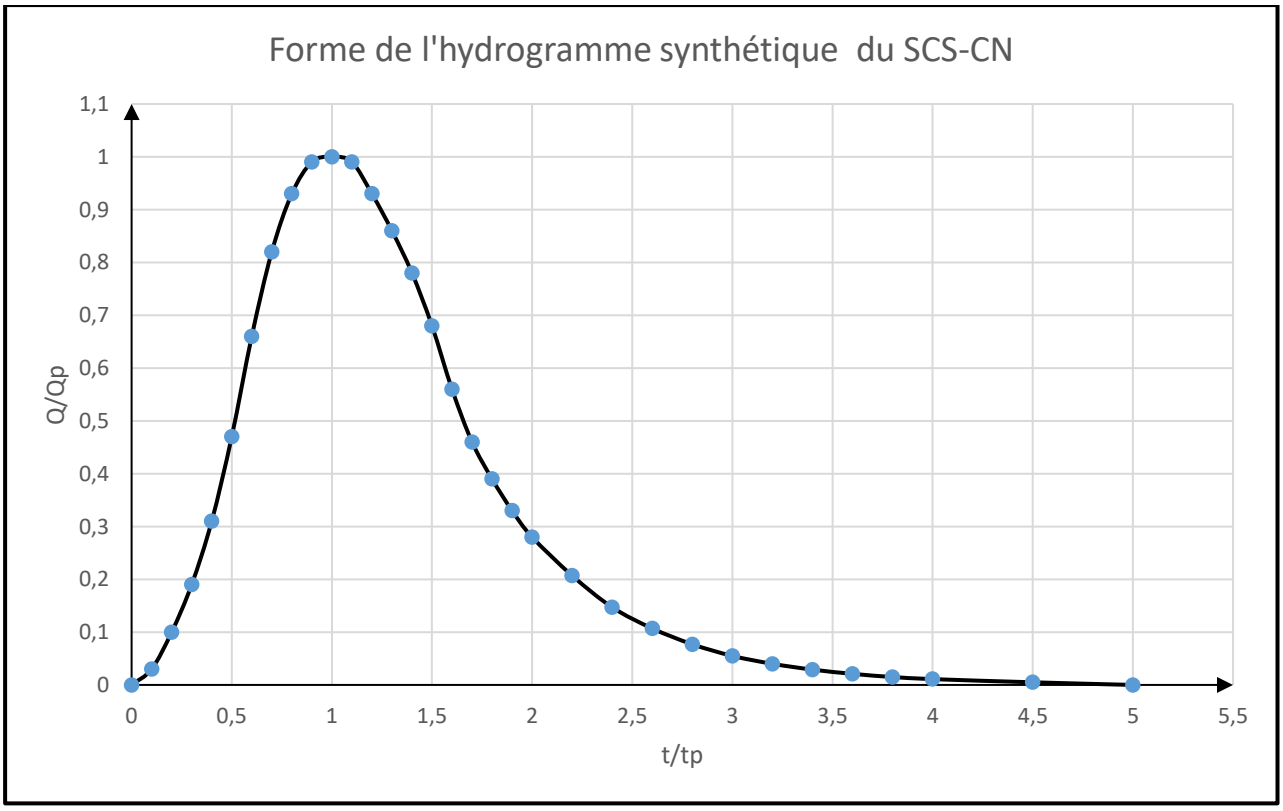
Utilisation du sol	**Pente**	Condition d'infiltration	Groupe Hydrologique			
			A	B	C	D
Culture intensive	<3%	Pauvre	63	74	80	82
		Bonne	60	70	78	81
	3-8%	Pauvre	65	76	84	88
		Bonne	63	75	83	87
	> 8%	Pauvre	72	81	88	91
		Bonne	67	78	85	89
Culture extensive	<3%	Pauvre	39	61	74	80
		Bonne	25	40	70	78
	3-8%	Pauvre	49	69	79	84
		Bonne	39	61	74	80
	> 8%	Pauvre	68	79	86	89
		Bonne	49	69	79	84
Boisé	<3%	Pauvre	25	55	70	77
		Bonne	22	53	65	74
	3-8%	Pauvre	41	63	75	81
		Bonne	25	55	70	77
	> 8%	Pauvre	47	68	80	84
		Bonne	41	63	75	81
Résidentiel		Dense	73	83	88	90
Commercial		Peu dense	59	74	82	86

A.1.2. Valeur des Curve number pour les espaces agricoles, suburbaines et rurales dans la partie Est de l'Etat de Washington (TR-55 Curve Number Tables, 2014) : considérées pour la partie urbanisée de notre bassin versant.

CNs for hydrologic soil group				
Cover Type and hydrologic Condition	A	B	C	D
Open Space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, landscaping, etc.) :				
Poor condition (grass cover on <50% of the area)	68	79	86	89
Fair condition (grass cover o n 50% to 75% of the area)	49	69	79	84
Good condition (grass cover on >75% of the area)	39	61	74	60
Impervious Areas:				
Open water bodies: lakes, wetlands., ponds, etc.	100	100	100	100
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right of way)	98	98	98	98
Porous Pavers and Permeable Interlocking Concrete (assumed as 85% impervious and 15% lawn):				
Fair lawn condition (weighted average CNs)	95	96	97	97
Gravel (including right of way)	76	85	89	91
Dirt (including right of way)	72	82	87	89
Pasture, Grassland, or Range - Continuous Forage for Grazing:				
Poor condition (ground cover <50% or heavily grazed with no mulch)	68	79	86	89
Fair condition (ground coiner 50% to 75% and not heavily grazed)	49	69	79	84
Good condition (ground cover >75% and lightly or only occasionally grazed|	39	61	74	80
Cultivated Agricultural Lands:				
Row Crops (good), e.g., corn, sugar beets, soy beans	64	75	82	85
Small Grain (good), e.g., wheat, barley, flax	60	72	80	84
Meadow (continuous grass, protected from grazing, and generally mowed for hav):	30	58	71	78
Brush (brush-weed-grass mixture, with brush the major element):				
Poor (<50% ground cover)	48	67	77	83
Fair (50% to 75% ground cover)	35	56	70	77
Good (>75% ground cover)	30	48	65	73
Woods-Grass Combination (orchard or tree farm):				
Poor	57	73	82	86
Fair	43	65	76	82
Good	32	58	72	79
Wood:				
Poo r (forest litter, small trees, and brush are destroyed by heavy grazing or regular burning)	45	66	77	83
Fair (woods are grazed but not burned, and some forest litter covers the soil)	36	60	73	79
Good (woods are protected from gracing, and litter and brush adequately cover the soil)	30	55	70	77
Herbaceous (mixture of grass, weeds, and low-growing brush, with brush the minor element) :				
Poor (<30% ground cover)		80	87	93
Fair (30% to 70% ground cover)		71	81	89
Good (>70% ground cover)		62	74	85
Sagebrush With Grass Understory:				
Poor (<30% ground cover)		67	80	85
Fair (3O% to 70% ground cover)		51	63	70
Good (>70% ground cover)		35	47	55

A2. Valeur de calcul de l'hydrogramme unitaire du SCS-CN

t/Tp	Q/Qp	t/Tp	Q/Qp
0	0	1,7	0,46
0,1	0,03	1,8	0,39
0,2	0,1	1,9	0,33
0,3	0,19	2	0,28
0,4	0,31	2,2	0,207
0,5	0,47	2,4	0,147
0,6	0,66	2,6	0,107
0,7	0,82	2,8	0,077
0,8	0,93	3	0,055
0,9	0,99	3,2	0,04
1	1	3,4	0,029
1,1	0,99	3,6	0,021
1,2	0,93	3,8	0,015
1,3	0,86	4	0,011
1,4	0,78	4,5	0,005
1,5	0,68	5	0
1,6	0,56		



A.3. VALEURS DE REPRESENTATION DES HYDROGRAMMES DE RUISSELLEMENT AU NIVEAU DES DIFFERENTS EXUTOIRES POUR UNE AVERSE DU PROJET DE PERIODE DE RETOUR EGALE A 100ANS (T=100 ANS) SURVENUE SUR UN SOL MOYENNEMENT SEC (AMC II).

A.3.1. Bassin versant Muha au niveau du l'Avenue du large

t en min	Qu(t)	Débits de ruissellement instantanés obtenus pour différentes situations d'aménagement du Bassin versant de la rivière Muha										
		SI	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu+Rr	SI+NOUA+Pu+FA	SI+NOUA+Pu+Rr+FA
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
15	0,304	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
30	0,938	0,245	0,266	0,168	0,000	0,000	0,211	0,185	0,000	0,139	0,000	0,000
45	1,991	3,319	3,445	2,942	1,697	1,516	3,187	3,056	1,759	2,820	1,637	1,458
60	2,850	13,528	13,903	12,528	8,851	8,211	13,227	12,880	9,097	12,244	8,668	8,030
75	3,116	33,895	34,667	32,039	24,572	23,109	33,426	32,779	25,168	31,581	24,191	22,730
90	2,947	62,041	63,237	59,443	48,350	46,023	61,514	60,608	49,372	58,914	47,826	45,496
105	2,504	88,570	90,062	85,604	72,518	69,674	88,105	87,072	73,868	85,128	71,986	69,134
120	1,866	106,242	107,844	103,292	89,988	87,029	105,906	104,878	91,492	102,938	89,541	86,571
135	1,295	**112,236**	**113,773**	**109,607**	**97,504**	**94,758**	**112,052**	**111,136**	**98,991**	**109,401**	**97,185**	**94,426**
150	0,935	106,653	107,990	104,526	94,603	92,322	106,601	105,861	95,926	104,455	94,429	92,135
165	0,695	91,961	93,036	90,343	82,782	81,038	91,981	91,418	83,857	90,350	82,715	80,961
180	0,503	73,733	74,560	72,524	66,879	65,578	73,772	73,352	67,709	72,554	66,858	65,550
195	0,366	56,589	57,211	55,691	51,490	50,521	56,626	56,314	52,117	55,721	51,482	50,507
210	0,266	42,094	42,553	41,435	38,355	37,644	42,124	41,895	38,818	41,461	38,353	37,637

t en min	Qu(t)	Débits de ruissellement instantanés obtenus pour différentes situations d'aménagement du Bassin versant de la rivière Muha										
		SI	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu+Rr	SI+NOUA+Pu+FA	SI+NOUA+Pu+Rr+FA
225	0,192	30,574	30,908	30,096	27,857	27,340	30,596	30,430	28,193	30,114	27,855	27,335
240	0,140	22,103	22,345	21,756	20,132	19,757	22,119	21,999	20,376	21,770	20,130	19,753
255	0,102	16,081	16,257	15,830	14,652	14,379	16,093	16,005	14,829	15,839	14,651	14,377
270	0,074	11,708	11,836	11,525	10,669	10,471	11,716	11,653	10,798	11,532	10,668	10,470
285	0,054	8,499	8,591	8,365	7,742	7,599	8,505	8,458	7,836	8,370	7,742	7,597
300	0,039	6,180	6,247	6,083	5,629	5,524	6,184	6,150	5,697	6,086	5,628	5,523
315	0,030	4,493	4,542	4,422	4,093	4,017	4,496	4,472	4,142	4,425	4,093	4,016
330	0,023	3,266	3,301	3,214	2,974	2,918	3,268	3,250	3,010	3,216	2,973	2,918
345	0,015	2,389	2,416	2,351	2,172	2,131	2,391	2,377	2,199	2,352	2,172	2,130
360	0,009	1,763	1,783	1,735	1,602	1,571	1,765	1,755	1,622	1,736	1,602	1,571
375	0,003	1,294	1,308	1,274	1,179	1,157	1,295	1,288	1,194	1,275	1,179	1,157
390	0,000	0,921	0,930	0,908	0,847	0,832	0,922	0,918	0,857	0,910	0,847	0,833
405	0,000	0,612	0,618	0,606	0,574	0,566	0,614	0,612	0,580	0,608	0,575	0,567
420	0,000	0,364	0,367	0,361	0,347	0,344	0,365	0,364	0,351	0,362	0,348	0,345
435	0,000	0,194	0,195	0,192	0,187	0,185	0,194	0,194	0,188	0,193	0,187	0,186
450	0,000	0,092	0,093	0,092	0,089	0,089	0,093	0,092	0,090	0,092	0,090	0,089
465	0,000	0,036	0,037	0,036	0,035	0,035	0,037	0,036	0,036	0,036	0,035	0,035
480	0,000	0,009	0,009	0,009	0,008	0,008	0,009	0,009	0,008	0,009	0,008	0,008
495	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

A.3.2. Bassin versant Muha au niveau de la RN3

t en min	Qu(t)	Débits de ruissellement instantanés obtenus pour différentes situations d'aménagement du Bassin versant de la rivière Muha										
		SI	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu+Rr	SI+NOUA+Pu+FA	SI+NOUA+Pu+Rr+FA
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
14	0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
28	0,925	0,154	0,169	0,092	0,000	0,000	0,129	0,103	0,000	0,072	0,000	0,000
42	1,955	2,116	2,206	1,800	0,867	0,727	2,012	1,880	0,906	1,708	0,822	0,684
56	2,849	9,717	10,001	8,847	5,828	5,291	9,474	9,109	6,003	8,623	5,681	5,147
70	3,175	26,387	27,000	24,702	18,150	16,873	25,993	25,283	18,601	24,322	17,840	16,568
84	3,059	51,926	52,930	49,440	39,020	36,864	51,460	50,412	39,849	48,976	38,572	36,418
98	2,633	79,509	80,835	76,524	63,473	60,673	79,082	77,824	64,646	76,086	62,996	60,191
112	2,037	100,675	102,168	97,578	83,665	80,610	100,357	99,052	85,044	97,242	83,251	80,185
126	1,408	**111,207**	**112,700**	**108,333**	**95,143**	**92,194**	**111,026**	**109,816**	**96,567**	**108,130**	**94,842**	**91,880**
140	1,024	110,525	111,880	108,101	96,772	94,200	110,474	109,453	98,100	108,028	96,599	94,012
154	0,765	100,277	101,411	98,376	89,457	87,414	100,311	99,512	90,587	98,394	89,399	87,342
168	0,563	84,050	84,948	82,606	75,832	74,278	84,113	83,506	76,733	82,657	75,830	74,266
182	0,409	66,797	67,489	65,708	60,596	59,423	66,859	66,401	61,292	65,762	60,611	59,430
196	0,300	51,356	51,879	50,543	46,721	45,842	51,409	51,068	47,248	50,590	46,738	45,854
210	0,219	38,420	38,808	37,821	35,001	34,353	38,462	38,210	35,393	37,858	35,017	34,364
224	0,159	28,146	28,431	27,708	25,644	25,169	28,177	27,993	25,931	27,735	25,655	25,178
238	0,117	20,488	20,695	20,168	18,663	18,316	20,511	20,376	18,872	20,188	18,671	18,323

t en min	Qu(t)	Débits de ruissellement instantanés obtenus pour différentes situations d'aménagement du Bassin versant de la rivière Muha										
		SI	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu+Rr	SI+NOUA+Pu+FA	SI+NOUA+Pu+Rr+FA
252	0,086	15,010	15,162	14,777	13,677	13,425	15,027	14,929	13,830	14,791	13,684	13,429
266	0,063	10,995	11,106	10,824	10,020	9,835	11,007	10,935	10,132	10,835	10,024	9,838
280	0,046	8,039	8,120	7,914	7,324	7,189	8,048	7,995	7,406	7,922	7,328	7,191
294	0,034	5,879	5,938	5,787	5,356	5,257	5,885	5,847	5,416	5,793	5,358	5,258
308	0,027	4,300	4,344	4,233	3,918	3,846	4,305	4,277	3,962	4,237	3,920	3,847
322	0,019	3,145	3,177	3,095	2,863	2,810	3,148	3,127	2,895	3,098	2,865	2,811
336	0,013	2,316	2,340	2,279	2,105	2,065	2,319	2,303	2,129	2,281	2,105	2,065
350	0,007	1,721	1,739	1,694	1,564	1,535	1,723	1,712	1,582	1,696	1,565	1,535
364	0,000	1,269	1,281	1,250	1,158	1,137	1,270	1,262	1,171	1,251	1,159	1,137
378	0,000	0,903	0,912	0,892	0,834	0,820	0,905	0,900	0,843	0,893	0,834	0,820
392	0,000	0,596	0,601	0,590	0,562	0,555	0,598	0,595	0,567	0,592	0,563	0,556
406	0,000	0,351	0,354	0,349	0,336	0,333	0,352	0,351	0,339	0,350	0,337	0,334
420	0,000	0,191	0,192	0,190	0,184	0,183	0,192	0,191	0,186	0,191	0,185	0,184
434	0,000	0,097	0,097	0,096	0,093	0,093	0,097	0,097	0,094	0,096	0,094	0,093
448	0,0000	0,0423	0,0426	0,0421	0,0410	0,0407	0,0425	0,0424	0,0413	0,0423	0,0412	0,0409
462	0,0000	0,0127	0,0128	0,0127	0,0124	0,0123	0,0128	0,0128	0,0124	0,0127	0,0124	0,0123
476	0,00000	0,00077	0,00077	0,00076	0,00074	0,00074	0,00077	0,00077	0,00075	0,00077	0,00075	0,00074
490	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

A.3.3. Bassin versant Muha au niveau de la RN7

t en min	Qu(t)	Débits de ruissellement instantanés obtenus pour différentes situations d'aménagement du Bassin versant de la rivière Muha										
		SI	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu+Rr	SI+NOUA+Pu+FA	SI+NOUA+Pu+Rr+FA
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
14	0,225	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
28	0,696	0,098	0,105	0,052	0,000	0,000	0,089	0,057	0,000	0,045	0,000	0,000
42	1,482	1,479	1,526	1,233	0,549	0,443	1,443	1,273	0,568	1,201	0,533	0,428
56	2,088	6,965	7,114	6,271	3,955	3,534	6,887	6,406	4,043	6,199	3,908	3,488
70	2,246	19,152	19,474	17,798	12,638	11,620	19,039	18,101	12,870	17,688	12,544	11,527
84	2,088	37,654	38,178	35,677	27,502	25,793	37,552	36,183	27,930	35,572	27,387	25,675
98	1,752	56,848	57,529	54,521	44,454	42,268	56,798	55,187	45,051	54,462	44,362	42,171
112	1,258	70,568	71,318	68,206	57,703	55,369	70,580	68,947	58,393	68,207	57,660	55,318
126	0,876	**76,351**	**77,084**	**74,214**	**64,461**	**62,252**	**76,420**	**74,943**	**65,160**	**74,271**	**64,469**	**62,251**
140	0,629	74,204	74,853	72,454	64,354	62,487	74,311	73,102	64,989	72,551	64,408	62,533
154	0,465	65,657	66,187	64,311	58,058	56,605	65,771	64,843	58,586	64,419	58,135	56,676
168	0,330	53,894	54,308	52,885	48,196	47,105	53,996	53,300	48,611	52,982	48,272	47,176
182	0,240	42,052	42,366	41,303	37,811	36,998	42,134	41,617	38,127	41,381	37,874	37,058
196	0,173	31,709	31,942	31,160	28,601	28,004	31,772	31,394	28,836	31,221	28,651	28,051
210	0,124	23,210	23,379	22,812	20,955	20,522	23,256	22,982	21,126	22,856	20,992	20,557
224	0,090	16,671	16,793	16,384	15,047	14,735	16,704	16,507	15,170	16,416	15,073	14,760
238	0,065	11,984	12,072	11,778	10,817	10,593	12,008	11,866	10,905	11,801	10,836	10,611

t en min	Qu(t)	Débits de ruissellement instantanés obtenus pour différentes situations d'aménagement du Bassin versant de la rivière Muha										
		SI	SI+NOUA	Si+Rr	SI+FA	SI+FA+Rr	SI+NOUA+Pu	SI+NOUA+Rr	SI+NOUA+FA	SI+NOUA+Pu+Rr	SI+NOUA+Pu+FA	SI+NOUA+Pu+Rr+FA
252	0,047	8,650	8,713	8,501	7,807	7,646	8,667	8,564	7,871	8,518	7,821	7,659
266	0,034	6,249	6,295	6,141	5,639	5,522	6,261	6,187	5,685	6,153	5,649	5,532
280	0,025	4,508	4,541	4,430	4,067	3,982	4,517	4,463	4,100	4,439	4,074	3,989
294	0,019	3,258	3,282	3,202	2,940	2,879	3,264	3,226	2,964	3,208	2,945	2,884
308	0,014	2,351	2,368	2,310	2,120	2,076	2,356	2,327	2,138	2,315	2,124	2,080
322	0,009	1,707	1,720	1,677	1,536	1,504	1,711	1,690	1,549	1,680	1,539	1,506
336	0,004	1,254	1,263	1,232	1,128	1,104	1,256	1,241	1,137	1,234	1,130	1,105
350	0,000	0,915	0,921	0,899	0,826	0,809	0,917	0,906	0,833	0,901	0,828	0,811
364	0,000	0,645	0,649	0,636	0,590	0,578	0,646	0,640	0,594	0,637	0,591	0,580
378	0,000	0,420	0,423	0,416	0,394	0,388	0,421	0,418	0,396	0,417	0,395	0,389
392	0,000	0,244	0,245	0,242	0,232	0,230	0,245	0,243	0,234	0,243	0,233	0,231
406	0,000	0,131	0,132	0,131	0,126	0,125	0,132	0,131	0,127	0,131	0,126	0,125
420	0,000	0,066	0,066	0,065	0,063	0,063	0,066	0,066	0,064	0,066	0,064	0,063
434	0,000	0,028	0,028	0,028	0,027	0,027	0,028	0,028	0,027	0,028	0,027	0,027
448	0,0000	0,0078	0,0078	0,0078	0,0075	0,0075	0,0078	0,0078	0,0076	0,0078	0,0076	0,0075
462	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
476	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
490	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0