OPTIMISATION DES CANAUX D'EVACUATION DES EAUX PLUVIALES : CAS DE L'AMENAGEMENT DE L'AMONT DU CANAL MOGHO NAABA

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INFRASRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES
OPTION **:** EAU SOUTERRAINE

Présenté et soutenu publiquement le [05/07/2017] par

Claude Aymard N'TZOUTSI MOUYAMA

Travaux dirigés par :

Dr. Lawani A. MOUNIROU, Enseignant-Chercheur en hydraulique, LEAH/2iE

Dr. Dial NIANG, Enseignant-Chercheur en hydrologie, LEAH/2iE

M. Ives Parfait Badiel, (Ingénieur génie-civil/ Conducteur des travaux/ COGEB International)

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Amadou KEITA

Membres et correcteurs : Dr. Dial NIANG
M. Bassirou BOUBE
M. Anderson ANDRIANISA

Promotion [2016/2017]

Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
Fondation 2iE - Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO – IFU 00007748B
Tél. : (+226) 50. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 50. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- *Mon père monsieur N'TZOUTSI MOUYAMA Aimé-Popa*
- *Ma maman madame N'TZOUTSI MOUYAMA née NOUO Anne-Rachel*
- *Mes feu grands parents MOUYAMA Antoine et NDOMBIE*

Remerciements

Nous remercions DIEU le Père, le Fils et le Saint-Esprit pour la grâce qui nous a été permis de croire en son fils unique qui s'est donné en sacrifice pour ce monde et nous afin que nous glorifions son Saint nom et que sa lumière brille en nous.

Nous remercions également l'équipe d'encadrement sans laquelle ce travail n'aurait pas pu voir le jour :

- *Dr Lawani A. MOUNIROU : Enseignant-chercheur en hydraulique générale et appliquée à l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'environnement (2iE).*
- *Dr Dial NIANG : Enseignant-chercheur en Hydrologie à l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'environnement (2iE).*
- *Monsieur Moctar MANDO : l'Administrateur général de COGEB International pour nous avoir offert ce stage dans l'Entreprise COGEB International.*
- *Monsieur Yves Parfait BADIEL : Ingénieur à COGEB International.*
- *Monsieur Issa LANKOANDE : Géomètre à COGEB International.*

Nous adressons notre profonde gratitude à l'endroit de nos collègues de services au sein de l'entreprise d'accueil.

Nous sommes reconnaissants à tout le personnel pédagogique qui a assuré notre formation à 2iE.

Ainsi, nous terminons en remercions l'ensemble des étudiants de 2iE de la promotion 2015-2016 et l'association gabonaise au Burkina Faso.

RESUME

Cette présente étude est menée en amont du canal de Mogho Naaba situé dans l'ouest de la ville de Ouagadougou. Il s'agit d'un ouvrage en terre créé soumis à une forte érosion hydrique. Cette situation entraîne de fréquentes inondations dans cette localité probablement en raison de la faiblesse de la capacité d'évacuation des eaux.

En vue de diminuer ou d'éliminer ces risques d'inondations dans cette zone, un projet d'aménagement d'un réseau d'assainissement et d'évacuation des eaux pluviales a été initié par les autorités. La démarche méthodologique a d'abord consisté à effectuer un diagnostic de l'état actuel du canal avant de procéder à des études hydrologiques et hydrauliques pour la construction du canal et des ouvrages annexes (bassin de rétention et ouvrages de franchissement).

Nos résultats montrent qu'actuellement, le canal est à un état de délabrement avancé et il est utilisé comme une décharge par les populations riveraines entraînant du coup la difficulté d'évacuer les eaux. Le bassin versant d'une superficie de 14km² a été subdivisé en 6 sous bassins avec comme exutoire les ouvrages de franchissements. La longueur totale du canal sera de 7100 m avec 3000 m déjà aménagé. Nous avons choisi de dimensionner notre ouvrage en prenant trois périodes de retour pour la pluie journalière maximale (il s'agit 86.3, 109.6 et 119.5 mm pour une période de retour respectivement de 10, 50 et 100 ans).

Le débit respectivement en tête et en fin du réseau est de 45.1 m^3/s de 155.9 m^3/s. Le bassin de rétention implanté dans le second sous-bassin et d'une capacité maximale 280 000 [m^3] limite à son aval les débits de pointe à la valeur de 49 [m^3/s] et ceci quel que soit la hauteur d'eau dans le bassin. Ainsi, les conséquences d'éventuelles inondations pourront être amoindries grâce à ce bassin de rétention.

Mots Clés:

1 – Inondation

2 – Eau pluviale

3 - Assainissement

4 – Bassin de rétention

5 - Aménagement

ABSTRACT

This present study was conducted upstream of the channel Mogho Naaba located in West of the city of Ouagadougou. It is a question of a book land which has a state run down very advanced because of a strong erosion water. This leads to frequent floods in this place during the period wintering because runoff can no longer to flow normally. In order to reduce or eliminate these risk of flooding in this resort, a project development of a network of purification and evacuation stormwater was initiated by the authorities. Approach methodological consisted to perform first to a diagnosis of the current state of the channel before studies hydrological and hydraulic for a construction of the channel and works annexes (retention Basin and works crossing). our results show that currently, the channel is a condition of decay advanced and it is used as a discharge by populations riparian resulting suddenly the difficulty of evacuate waters. The watershed of an area of 14km² was divided into 6 under basins with as outlet structures crossings. The total length of the channel will be 7100 meters with 3000 meters already finished. we have chosen to dimension our book by taking three periods back to the rain maximum daily (it is a question 86.3, 109.6 and 119.5 mm for a period return respectively 10, 50 100 years). flow at the top network is 45.1 m3 / s. and the main flow rates by section are respectively 45.1, 62.5, 82.0, 85.1, 152.2, 155.9 m3 / s. characteristics retention Basin at the entrance are: width 10m and height 1m

Key words:

1 - Flood

2 - Rain water

3 - Sanitation

4 - Retention basin

5 – Development

SOMMAIRE

Dédicaces i

Remerciements ii

RESUME iii

ABSTRACT iv

LISTE DES TABLEAUX viii

LISTE DES FIGURES ix

LISTE DES PHOTOS ix

LISTE DES EQUATIONS x

LISTE DES ACRONYMES xi

INTRODUCTION GENERALE 1

A – Contexte et problématique 1

B – Objectifs de l'étude 2

Objectif principal de l'étude 2

Objectifs spécifiques de l'étude 2

Première Partie : 3

GENERALITES 3

I - PRESENTATION GENERALE DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL 4

1. Historique du groupe COGEB International 4

2. Organigramme de COGEB International 4

II – PRESENTATION DE LA LOCALITE D'ETUDE 5

Caractéristiques du milieu physique 5

1.1 Situation géographique et évolution administrative 5

1.2 Données climatiques 5

1.3 Réseau hydrographique 6

1.4 Relief, sol et hydrogéologie 7

Caractéristiques du milieu humain 7

2.1 Aspects sociaux et démographiques 7

2.2 Aspects économiques 8

Deuxième partie : **9**

Matériels et Méthode 9

III – APPROCHE METHODOLOGIQUE ADOPTEE 10

Phase de recherche documentaire 10

Phase d'acquisition, traitement et contrôle des données 10

Phase de visites de terrain et validation des données 16

Diagnostic du canal actuel 17

Etude hydrologique 17

5.1 Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou 17

5.2 Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants 17

5.3 Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle 19

Etude Hydraulique 21

6.1 Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal 21

6.2 Etude du comportement des lignes d'eau aux droits des singularités 22

6.3 Simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention 22

6.3.1 Définition d'une pluie de projet 22

6.3.2 Construction de l'hydrogramme à l'entrée du bassin de rétention 23

6.3.3 Etablissement de la courbe Hauteur – Volume du bassin de rétention 25

6.3.4 Laminage de crue dans le bassin de rétention : Méthode «Storage Indication Curve» 26

Troisième partie : 27

Résultats et Interprétation 27

IV – RESULTATS OBTENUS 28

1. Diagnostic du canal actuel 28

1.1 Description physique du marigot du Mogho Naaba 28

1.2 Ouvrages existants et état de fonctionnement 28

2. Etude hydrologique 31

2.1 Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou 31

2.2 Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants 32

2.3 Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle 34

2.4 Calcul des débits par assemblage des bassins élémentaires 34

3. Etude hydraulique 34

3.1 Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal 34

3.2 Détermination des hauteurs maximales de chaque bief du canal 35

3.3 Etude comparative 36

3.4 Simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention 37

3.4.1 Etablissement d'un hyétogramme double triangle symétrique de Desbordes 37

3.4.2 Construction de l'hydrogramme à l'entrée du bassin de rétention 38

3.4.3 Etablissement de la courbe Hauteur – Volume du bassin de rétention 39

3.4.4 Laminage de crue dans le bassin de rétention 40

4. Suivi, contrôle technique des travaux de réalisation du canal **Erreur ! Signet non défini.**

4.1 Etats d'avancement des travaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

4.2 Difficultés rencontrées et solutions d'amélioration ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V – Notice d'impact environnemental 43

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 44

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 46

ANNEXE 48

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Synthèse de la méthodologie et démarche de travail 14
Tableau 2: Paramètres équivalents en fonction du type d'assemblage 21
Tableau 3: Paramètres géométriques du bassin de rétention 25
Tableau 4: Valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans 32
Tableau 5: Quelques caractéristiques physiographiques des sous bassins versants du canal de Mogho Naaba 33
Tableau 6: Résultats du calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle 34
Tableau 7: Résultats du calcul des débits par assemblage des bassins élémentaires 34
Tableau 8: Résultats du dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal 35
Tableau 9: Détermination des hauteurs d'eau dans le canal 36
Tableau 10: Etude comparative 36
Tableau 11: Calcul du lag-time 37
Tableau 12: Calcul des intensités de pluie 37
Tableau 13: Caractéristiques de l'ouverture 40

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de l'entreprise 4
Figure 2: Présentation de la zone d'étude 5
Figure 3: Réseau hydrographique de Ouagadougou 6
Figure 4: Tableau présentant le taux d'accroissement 7
Figure 5: Zones vulnérables aux inondations 8
Figure 6: Schéma illustratif de la pluie de projet double triangle 23
Figure 7: Schéma du modèle de Bouvier 24
Figure 8: Schéma du fonctionnement d'un réservoir 24
Figure 9: Exemple de profil du marigot 30
Figure 10: Ajustement de la loi de Gumbel 31
Figure 11: Carte des sous bassins versants 33
Figure 12: Pluie double triangle 38
Figure 13: Hyétogramme 39
Figure 14: Courbe hauteur volume du bassin de rétention 39
Figure 15: Courbe de stockage dans le bassin de rétention 40
Figure 16: hydrogrammes entrants et la minés pour Q10 41

LISTE DES PHOTOS

Photo 1: Dégâts occasionnés par les inondations 2
Photo 2: Différents ouvrages de franchissement sur le profil en long 18
Photo 3: Présentation du marigot Mogho Naaba 28
Photo 4: Aperçu du dalot de la rue Liwaga 29
Photo 5: Aperçu du dalot de la rue Warba 29
Photo 6: Aperçu du pont Kugpéelé 30
Photo 7: Aperçu du dalot de la rue Joseph Ouédraogo 30

LISTE DES EQUATIONS

Équation 1: Formule de Hazen 17
Équation 2: Probabilité d'obtention de la pluie 17
Équation 3: Indice de compacité 18
Équation 4: Longueur du rectangle équivalent 18
Équation 5: Pente moyenne 19
Équation 6: Densité de drainage 19
Équation 7: Débit de pointe par la méthode rationnelle 19
Équation 8: Temps de concentration par la méthode de Kirpich 20
Équation 9: Temps de concentration par la méthode de Richards 20
Équation 10: Formule de K en fonction de CR 20
Équation 11: Intensité de la pluie 20
Équation 12: Profondeur d'eau normale 21
Équation 13: vitesse critique 21
Équation 14: Intensités de la pluie 23
Équation 15: Débit entrant dans le bassin versant 24
Équation 16: Volume d'eau stocké 24
Équation 17: Variation du volume stocké 25
Équation 18: Volume d'eau sortant du bassin versant 25
Équation 19: Volume d'eau 25
Équation 20: Débit à la sortie du bassin de rétention 25

LISTE DES ACRONYMES

2ie : Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

A.P.D : Avant-Projet Détaillé

A.P.S : Avant-projet Sommaire

BAD : Banque Africaine de Développement

D.A.O : Dossier d'Appel d'Offre

DAOI : Dossier d'Appel d'Offres International

ETP : Evapotranspiration

GEP : gestion des eaux de pluie

ISSP : supérieure des sciences de la population

M.E.F : Ministère de l'Economie et des Finances

M.H.U : Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme

MITH : Ministère des infrastructures des travaux et de l'Urbanisme

PEA : Perspectives économique en Afrique

PIB : Produit Intérieur But

P.N.U.D : Programme des Nations Unies pour le développement

S.A : Société Anonyme

SIG : Système d'Informatique Géographique

SPAQPO : Premier Sous-Projet d'Assainissement des Quartiers Périphériques de Ouagadougou

UNESCO : Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture

INTRODUCTION GENERALE

A – Contexte et problématique

Une étude des Nations Unies (2008) a estimé que plus de la moitié de la population mondiale notamment dans les pays en développement vit dans les villes. Cette urbanisation sans précèdent est caractérisée par le développement d'habitats non planifiés manquant des services les plus essentiels (réseaux d'évacuation des eaux pluviales). Des prospectives de l'UNESCO montrent l'évolution des taux de croissance des populations urbaines en Afrique. La zone sahélienne indique des taux de croissance annuels moyens plus modérés (de l'ordre de 2 à 3%).

Le Burkina Faso n'est pas exempt de cette situation. La ville de Ouagadougou (capitale du Burkina Faso) est confrontée à une extension urbaine démesurée. D'une superficie de 12 000 [ha] en 1987, elle s'étend de nos jours sur 52 000 [ha] soit un taux moyen d'urbanisation de 5.5%. Cependant, cette urbanisation galopante a favorisé la prolifération des quartiers d'habitats spontanés dans les espaces à risque (bas-fonds, zones inondables, marécages etc…) obstruant le chemin naturel de circulation de l'eau avec pour conséquence une réduction des surfaces perméables.

Dans le même temps, les réseaux d'évacuation des eaux pluviales de la ville de Ouagadougou n'ont pas toujours suivi cette urbanisation et les ouvrages existants ne sont pas correctement entretenus. Le comportement de certains riverains qui considèrent ces réseaux d'évacuation comme les dépotoirs d'ordures ménagères entraine un dysfonctionnement des caniveaux occasionnant un frein à l'écoulement de l'eau lors de la saison pluvieuse. Ainsi, l'état de fonctionnement des ouvrages existants reste en-dessous des attentes en raison de leur inefficacité ou de leur incapacité. A cela, s'ajoute l'agressivité des pluies qui amplifie le phénomène d'inondation des grandes villes africaines. En conséquence, les risques d'inondations augmentent et des problèmes de capacités des réseaux d'assainissement apparaissent. De plus en plus d'inondations surviennent pendant la saison des pluies occasionnant des dégâts matériels et parfois des pertes en vie humaine. On peut citer en exemples, les inondations survenues à Ouagadougou le 1er septembre 2009, le 24 juillet 2012 et le 24 juin 2015.

Des dégâts économiques importants

Près de 150 000 personnes sans abris

Photo 1: Dégâts occasionnés par les inondations

Source : Image du 1er septembre 2009 à Ouagadougou

Face à ces problèmes récurrents d'inondations, le gouvernement du Burkina Faso avec l'appui de la Banque Africaine de Développement (BAD) a mis en œuvre le premier sous projet « d'assainissement des quartiers périphériques de Ouagadougou ». L'objectif du projet est de contribuer à l'amélioration des conditions de vie des populations et spécifiquement celles des quartiers périphériques de Ouagadougou. Ce projet vise à aménager l'amont du canal Mogho Naaba en vue de faciliter l'évacuation des eaux pluviales des quartiers périphériques. L'entreprise COGEB International est adjudicataire des travaux d'aménagement du dit canal. Ainsi, nous avons effectué un stage de 5 mois au sein de cette entreprise afin d'apporter des réponses à des questions hydrauliques dans la conception du canal à aménager.

B – Objectifs de l'étude

Objectif principal de l'étude

L'objectif principal de notre étude consiste à la vérification des études techniques d'APD de l'aménagement de l'amont du canal de MOGHO NAABA. En d'autres termes, il s'agira de procéder à une étude comparative entre ce qui a été demandé à l'Entreprise COGEB International de réaliser et ce qui doit être réellement exécuté sur le terrain.

Objectifs spécifiques de l'étude

Il s'agira spécifiquement de procéder à :

- ✓ La vérification des sections d'écoulement : étude et dimensionnement hydraulique des sections du canal aux droits des singularités ;
- ✓ La simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention face à un épisode pluvieux de fréquence exceptionnelle ;

Première Partie : GENERALITES

I - PRESENTATION GENERALE DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

1. Historique du groupe COGEB International

Le groupe COGEB International S.A de slogan « Concevoir, développer, construire, accompagner » est une entreprise au titre de société anonyme ayant un capital actuel de 500 millions de FCFA. Elle a été créée en 1993 par Monsieur Moctar MANDO qui est actuellement le Président du Directoire. Il est inscrit au registre de commerce de la ville de Ouagadougou sous le n° BF-OUA-2004-B-2405 et ayant en son sein :

- Un agrément en qualité de fournisseur de l'Etat délivré par le Ministère de l'Economie et des Finances (M.E.F) ; n°85/89 du 06 février 2001 ;
- Un agrément catégorie B4 du Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme (M.H.U.) pour les travaux de bâtiment : n°2006-00019/MHU/SG/DEP du 29 décembre 2006 ;
- Un agrément catégorie T4 du Ministère des Infrastructures, des Transports et de l'Urbanisme pour les travaux d'entretien courant, de réhabilitation des routes et d'aménagement des pistes : n°2005-044/MITH/SG/DEP du 18 août 2005.

2. Organigramme de COGEB International

- L'organigramme de ladite société est présenté à la figure 1

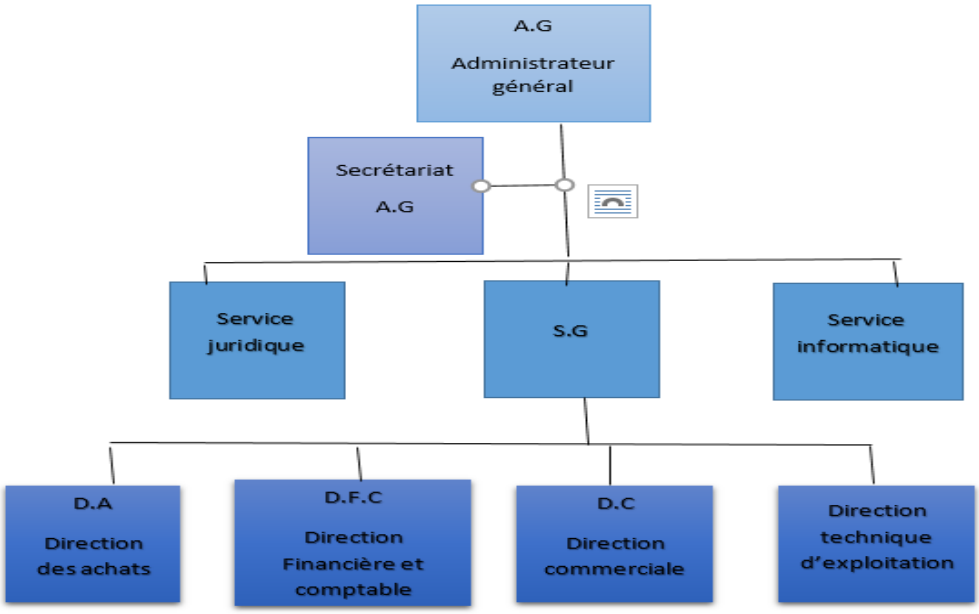


Figure 1: Organigramme de l'entreprise

II – PRESENTATION DE LA LOCALITE D'ETUDE

Caractéristiques du milieu physique

1.1 Situation géographique et évolution administrative

Cette étude se déroule dans la ville de Ouagadougou, capitale du Burkina Faso et concerne l'aménagement en canal revêtu de l'amont du marigot de Kadiogo délimité entre la rue Liwaga et le début du Canal du Mogho Naaba au droit du stade René Monory (Fig.2). L'exutoire du dit marigot est localisé au niveau du barrage n°2. Il ressort donc que le marigot Kadiogo qui fait l'objet de notre étude, a été en partie aménagé en canal bétonné sur son cours inférieur et nommé canal Mogho Naaba. Le cours d'eau s'écoule en direction Sud-Nord. Le marigot Kadiogo quant à lui draine les quartiers Cissin, Samandin, Goughin, Baoghin, Larlin, Dapoya 2, Ouidi et Nemnin. La zone amont de ce marigot draine les trois (3) premiers quartiers.

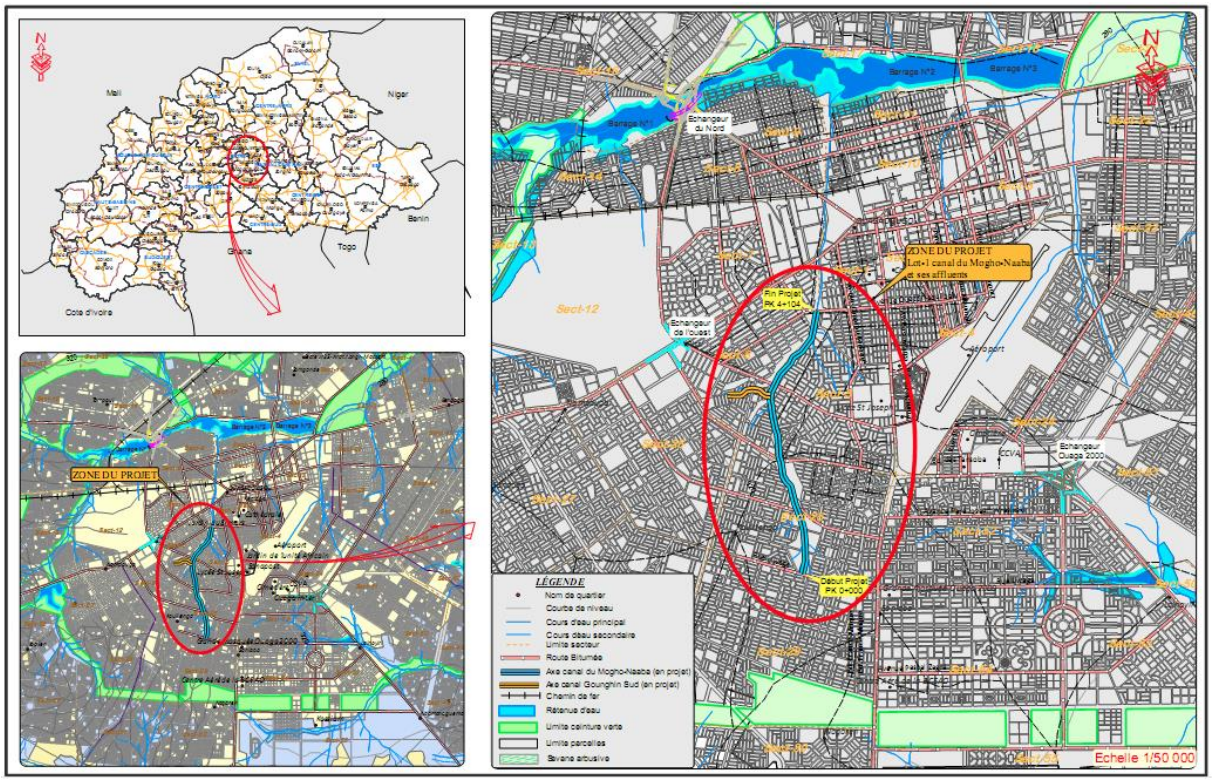


Figure 2: Présentation de la zone d'étude

1.2 Données climatiques

Le climat de la ville de Ouagadougou est à l'image de celui de la zone soudano-sahélienne. Il est caractérisé par un régime pluviométrique unimodal avec une saison des pluies de juin à octobre et une saison sèche de novembre à mai. La pluviométrie moyenne interannuelle à Ouagadougou est de l'ordre de 721 [mm] sur la période 1980-2009. La saison sèche connaît

tout comme la saison pluvieuse, une relative variabilité dans le temps. Elle se subdivise en 2 périodes : une période froide de novembre à février et une période chaude de mars à mai. Les températures moyennes mensuelles varient de 16.4°C (minima) à 40°C (maxima). L'ET_0 moyenne inter annuelle pour la période 1980-2015 (direction de la méthodologie de Ouagadougou, 2015) tourne autour de 2036 [mm].

1.3 Réseau hydrographique

La ville de Ouagadougou est située dans le bassin versant du Massili qui est un affluent du fleuve Nakambé. Les retenues construites sur le cours du Nabouli, au droit du centre-ville ont créé quatre (4) barrages colinéaires (barrage de Boulmiougou sur la route Bobo Dioulassou, barrage n°1 de la route de Ouahigouya, barrage n°2 de Tanghin, barrage n°3 sur la route de Kaya).. A travers ses nombreux affluents, ce cours d'eau draine près des ¾ de la superficie de la ville. Le marigot Mogho Naaba constitue l'une des parties de ce marigot. Il est partiellement aménagé en canal revêtu en béton armé et ses eaux s'écoulent jusqu'au barrage n°2 de la ville de Ouagadougou. Comme illustré par la figure 3.

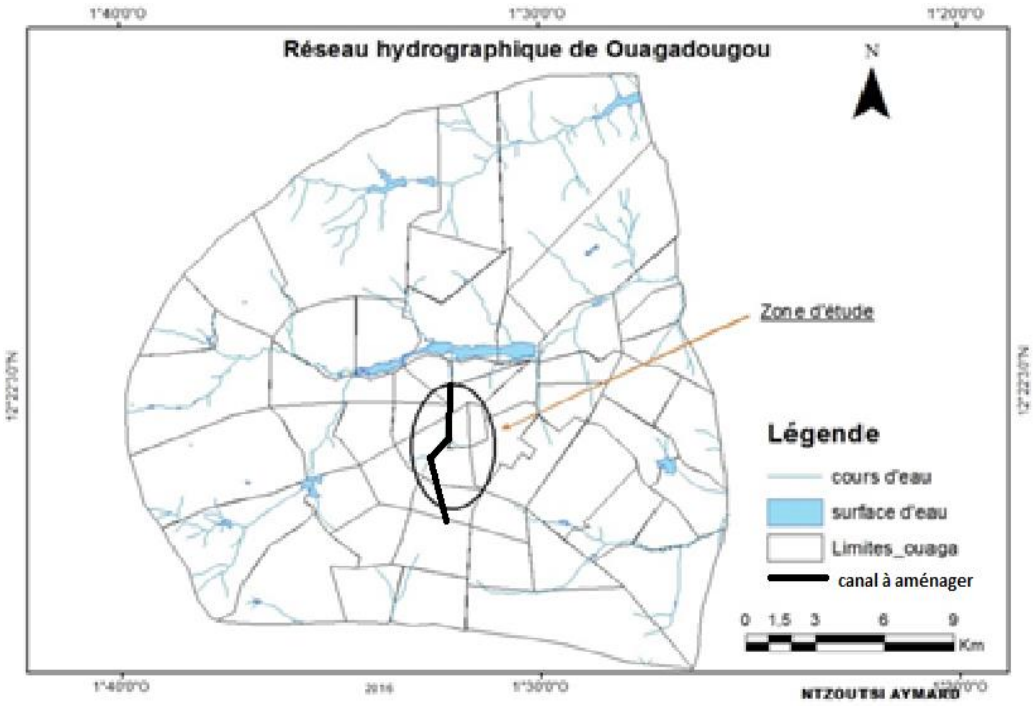


Figure 3: Réseau hydrographique de Ouagadougou

1.4 Relief, sol et hydrogéologie

Le relief est dans son ensemble plat avec des pentes de l'ordre de 0.6 à 1% (Compaoré et Nébie, 2003).

Il existe plusieurs types de sols classés comme suit :- les sols ferrugineux tropicaux et peu lessivés sur matériaux argileux ;
- les sols sablo-argileux renfermant la roche mère. Il s'agit de sols à sesquioxydes de fer et de manganèse
Les réserves en eaux souterraines sont localisées dans des zones de failles avec deux types de nappes : l'une localisée dans la cuirasse latéritique et l'autre dans les altérites argileuses.

Caractéristiques du milieu humain

2.1 Aspects sociaux et démographiques

La culture constitue un socle au développement pour ce pays avec plusieurs usages et pratiques établissant des liens sociaux que nous pouvons retrouver à travers :

- La prévention et la gestion des conflits (la parenté et la plaisanterie) ;
- La fonction intégratrice dans la construction de la nation (la solidarité, l'intégrité et le courage)
- La valorisation des valeurs traditionnelles (le kombi naam dans les six S),
- L'apport des savoir locaux, notamment le Zaî, comme facteur pour le développement de l'agriculture

Les études menées de 2008 à 2012 par l'Institut Supérieur des Sciences de la Population (ISSP) ont montré que le taux d'accroissement de la ville de Ouagadougou est de 7.6 %. En effet, la ville est passée de 59 126 habitants en 1962 à 1 million 500 en 2006 (figure 4). Cette forte croissance de la population est à la base de nombreux besoins en termes d'accès aux services sociaux de base telle que l'éducation, la santé, …

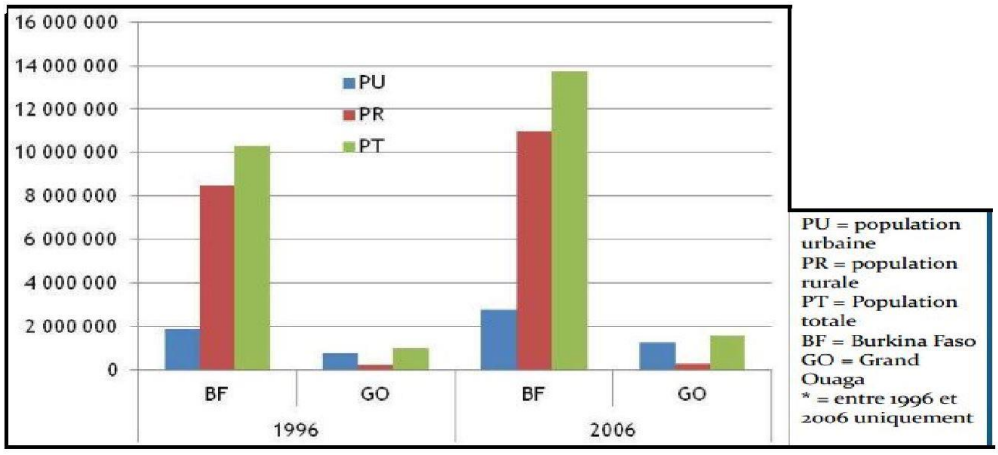


Figure 4: Tableau présentant le taux d'accroissement

L'accroissement de cette population a provoqué le greffage de plusieurs bidonvilles (figure 5) autour de la ville avec une aggravation de la pauvreté.

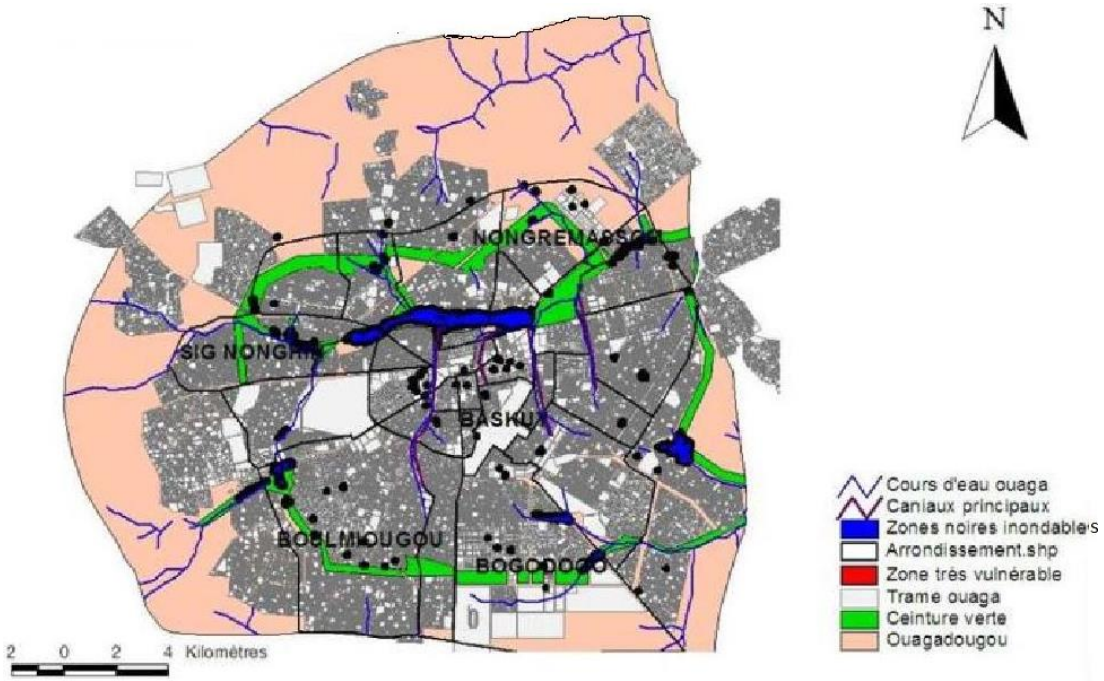


Figure 5: Zones vulnérables aux inondations

Source : base de données intégrée du Burkina Faso et réalisé le 21/05/11 par GABPOBE Aristide

2.2 Aspects économiques

L'économie du Burkina Faso est très peu repartie et s'appuie en grande partie sur l'exploitation minière et des ressources naturelles avec un PIB dont 30.7% proviennent de l'agriculture. Cependant, il s'agit d'une agriculture de subsistance totalement dépendante des cultures pluviales rendant ainsi l'économie du pays très fragile à cause des aléas climatiques.

Deuxième partie : Matériels et Méthode

III – APPROCHE METHODOLOGIQUE ADOPTEE

Cette partie est consacrée à la méthodologie générale adoptée dans cette étude. La démarche retenue s'articule autour de cinq (05) points :

- La compréhension du projet d'aménagement du canal de Moogho Naaba ainsi que l'analyse des termes de référence;
- Quelques visites de terrain afin d'effectuer le diagnostic de fonctionnement actuel du canal ;
- La recherche documentaire et la collecte des données nécessaires dans cette étude ;
- La phase des études techniques (hydrologiques, hydrauliques)
- La phase du suivi et contrôle technique des travaux en cours de réalisation.

Phase de recherche documentaire

Cette phase a consisté à rassembler l'essentiel des documents relatifs au projet (Etudes d'APS et APD, sociologique, DAO). Cela nous a permis d'identifier la problématique, les difficultés auxquelles sont confrontées les riverains et de la délimitation de la zone d'étude.

Phase d'acquisition, traitement et contrôle des données

La phase d'acquisition des documents s'est déroulée au tour de la thématique d'étude du réseau d'évacuation d'eau du marigot Moghoo Naaba. Pendant cette phase de l'étude, nous avions consulté des revues et des articles relatifs aux alternatives de gestion des eaux pluviales, des pièces graphiques, des photos aériennes et des SIG de la ville de Ouagadougou. Les différentes étapes effectuées durant cette phase sont reportées dans le tableau 1.

Tableau 1: Synthèse de la méthodologie et démarche de travail

Objectifs fixés	Tâches	Démarche méthodologique	Outils	Résultats attendus
Faire un diagnostic du système actuel de drainage des eaux de ruissellement	Visite du site et du réseau actuel Discussions avec les riverains Diagnostic du réseau existant Topographie du terrain	Recherche et analyse de documents techniques disponibles. Examen des cartes, plans, analyse des données topographique et une synthèse des informations	Documentation : Plans DAOI APD du canal Etude géotechnique du canal Rapport technique complet	L'état des lieux du système de drainage actuel Les faiblesses et atouts du site Le diagnostic du réseau existant
Etude de l'occupation des terres autour du marigot Mogho Naaba et des activités aux alentours	Voir l'établissement des riverains dans le lit majeur et mineur. Identifier les activités dans le marigot Identifier la vulnérabilité. Etablir une méthode d'approche pour interagir	Analyse des documents Entretien avec les autorités Enquêtes auprès des riverains	Questionnaires Guide d'entretien Cours de méthodologie de la recherche	Les différentes activités menées au quotidien. La liaison avec l'occupation du marigot et sa dépendance. Le plan de gestion des activités et l'aménagement du canal pour assurer la pérennité
Soumettre des solutions adéquates pour un meilleur drainage des eaux pluviales et éviter des inondations lors des averses avenir et préserver l'indépendance du canal. Voir les difficultés sur le terrain	Elaborer et concevoir des schémas d'aménagement du canal pour la gestion des eaux pluviales Adapter des ouvrages de protection du canal dans sa conception. Fournir un document appuyant l'étude hydrologique et hydraulique de l'APD ou proposant des solutions mieux adaptées aux techniques et technologiques	Recherche documentaire sur Internet Retracer le profil Faire une étude hydrologique Analyse des pluies Détermination des sous bassins versants et ses exutoires Etudes des débits entrants dans chaque bief du canal Dimensionnement du canal Visite de terrain lors de la réalisation Synthèse des analyses et rédaction du document final	Internet Support des cours Document techniques Mémoires des anciens étudiants	Un dossier technique pour un drainage efficace des eaux de pluie
Elabore un plan de fonctionnement optimal du canal de façon à assurer la pérennité des vies et les activités	Aller en profondeur dans la proposition des techniques et technologies	Entretien avec les encadreurs Maitre de stage en entreprise Directeur de mémoire à l'Institut	Guide d'entretien Document et feuilles de calculs examinés Ordinateur	Documents proposants les différentes solutions proposées

Phase de visites de terrain et validation des données

La phase de visite de terrain s'est déroulée après une réunion de protocole de mission de reconnaissance du site. Ainsi cette sortie s'est faite avec les membres de l'équipe de projet et les autorités municipales puis avec les topographes et les géotechniciens. D'où nous avons pu mener les actions suivantes :

- Identifier le marigot de Kadiogo et son exutoire principal (barrage n°2) ;
- Identifier la section du canal déjà aménagée à l'aval ;
- Localiser les différents exutoires sur le profil à aménager ;
- Identifier les ouvrages existants sur le profil ;
- Constater une imperméabilisation progressive du bassin versant ayant atteint les berges du cours d'eau car les limites des concessions sont souvent situées à moins de 25 m du lit mineur ;
- Faire une observation générale sur le profil et établir la morphologie du cours d'eau ;
- Observer les délaissés de crues ;
- Observer les activités menées près du marigot ;
- Discuter avec les populations sur les dégâts occasionnés lors des pluies et leurs attentes ;

Durant ces visites de terrains, des entretiens avec les riverains ont été effectués en vue de connaitre les niveaux ; maximum d'inondations des abords du marigot Mogho Naaba.

A la suite de ces différentes activités, nous avons pu :

- Recueillir des données hydrologiques, climatiques nécessaires pour cette étude ;
- Déterminer de façon sommaire les caractéristiques physiques des bas-fonds ;
- Retenir que les débits entrants en tête doivent permettre un fonctionnement normal du réseau d'évacuation d'eau ;
- Identifier qu'un écrêtement des crues s'impose suite à la construction d'un bassin de rétention.

La phase de traitement de données a consisté à l'exploitation de la documentation acquise au cours de la recherche documentaire et les entretiens menés ont permis de choisir les paramètres de dimensionnement tel que :

- la période de retour (T), les différents coefficients de ruissellement et ceux de la formule de Montana ;
- De plus de délimiter le bassin versant du Mogho Naaba et ses sous bassins ;
- Estimer la surface, la pente, la longueur hydraulique de chaque sous bassin ;
- Ensuite de choisir la méthode de calcul des débits de pointe aux exutoires.

- Et enfin de dimensionner les ouvrages (canaux et retenues d'eau) qui seront préconisés pour l'évacuation des eaux pluviales dans le bassin du Mogho Naaba.

Diagnostic du canal actuel

L'objectif du dit diagnostic est de dresser un bilan du fonctionnement actuel du canal et des ouvrages de franchissements qui s'y trouvent afin de mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement du canal et d'établir un programme des travaux à mettre en place.

Etude hydrologique

5.1 Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou

Afin d'estimer raisonnablement les valeurs de pluies maximales journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans, nous avons ajusté la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou. La période d'observation est de 1980 à 2015. En raison de la valeur exceptionnelle de la pluie journalière du 1er septembre 2009, cette valeur n'a pas été prise en compte dans l'étude statistique. La validation de la loi a été faite au travers du test graphique des intervalles de confiance à 95%. Après la validation de la loi, nous avons estimé les pluies maximales journalières, décennale, cinquantennale et centennale.

L'ajustement a été fait sous Excel et la fréquence expérimentale utilisée est celle de Hazen :

$F^{*}_{nd}(x_i) = \frac{i}{n+1}$ avec i le rang de l'observation xi dans la série ordonnée et n la taille de la série.

Équation 1: Formule de Hazen

La pluie est déterminée par :

$$\Pr ob\left\{\left|\overline{x}(f) - x(f)\right| \le t(\alpha,\cdot n-1)\times A(f,n)\times \frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right\} = \alpha$$

Équation 2: Probabilité d'obtention de la pluie

5.2 Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants

Dans le souci de faire une étude comparative avec les résultats présentés dans l'APD, nous avons effectué un découpage du grand bassin versant (Photo 2) en retenant les mêmes exutoires que ceux de l'APD.

Pour y parvenir, nous avons utilisé le logiciel Global Mapper. La démarche adoptée a consisté d'abord à repérer notre zone de projet sur Google Earth puis tracer une ligne projet.

La délimitation des sous bassins versants du site a été faite à partir de la carte topographique et a consisté à :

Photo 2: Différents ouvrages de franchissement sur le profil en long

- Repérer les lignes de crêtes ;
- Repérer les grands axes routiers traversant le site ;
- Repérer les exutoires ;
- Tracer les lignes de partage des eaux en suivant les lignes de crêtes et en tenant compte des contraintes réelles du terrain. Et cela nous a permis d'avoir les paramètres suivant :
    - La superficie et le périmètre de chaque sous bassin versant ;
    - L'élévation maximale, minimale, la longueur de l'écoulement

Les principales caractéristiques physiographiques de chaque sous bassin ont été calculées. Il s'agit de :

- Indice de compacité de Gravelius :

$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$ Il permet de caractériser la forme de chaque sous bassin

Équation 3: Indice de compacité

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$$

Équation 4: Longueur du rectangle équivalent

C'est une notion introduite pour comparer facilement des bassins entre eux, du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement

- La pente moyenne du bassin versant :

$$I = \frac{\Delta Z_{\max}}{L_{cours\,d'eau}}$$

Équation 5: Pente moyenne

- La densité de drainage :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Équation 6: Densité de drainage

5.3 Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle

Cette méthode permet de calculer les débits de pointe à l'exutoire de chaque sous bassin. Elle est basée sur un certain nombre d'hypothèses définies comme suit :

- L'intensité de la pluie est considérée constante et uniforme dans le temps et dans l'espace ;
- Le débit de pointe Qp est considéré comme une fraction de débit précipité ;
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Qp est le même que celui de la pluie incidente ;
- Et le coefficient de ruissellement C est supposé invariable d'une averse à l'autre.

L'expression permettant d'estimer ce débit de pointe est :

$$Q_p = K_1 \times C \times i(t_c;T) \times A$$

Équation 7: Débit de pointe par la méthode rationnelle

Avec :

Qp : le débit de pointe en [m^3/s]

K_1 : coefficient égale à 1/360

C : le coefficient de ruissellement. En ville, la densité des constructions et des zones imperméables favorise le coefficient de ruissèlement qui grandit au fur et à mesure de la modernisation. Pour Ouagadougou, il est pris égal à 0.75 pour chaque sous bassin versant car, des études antérieures ont montré que cette valeur correspond au coefficient de ruissellement de la localité.

i : l'intensité de la pluie incidente en [mm/h]

A : la superficie du bassin versant considéré en [ha]

♣ Estimation du temps de concentration par bassin élémentaire

Dans les pays africains les formules les plus utilisées sont celles de Kirpich et Richards d'après [BCEOM, 1981].

Le temps de concentration retenu est la moyenne arithmétique des temps de concentration obtenus par les formules de Kirpich et de Richards.

Formule de Kirpich (2000 < S < 10 000 [ha] et L < 30 [km])

$$t_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$$

Équation 8: Temps de concentration par la méthode de Kirpich

Où L est la longueur du plus long chemin hydraulique en [m] et I la pente moyenne en [m/m] – tc le temps de concentration en [mn].

Formule de Richards

$$\frac{t_c^3}{1+t_c} = 9.8 \times \frac{K}{CR} \times \frac{L^2}{I}$$

Équation 9: Temps de concentration par la méthode de Richards

Tc en [h] ; K : coefficient fonction du produit CR ; L : longueur du plus long chemin hydraulique en [km] ; C : Coefficient du ruissellement du bassin versant ; $R = h + h/t_c$: h est la hauteur d'eau précipitée (en mm) pendant la durée tc [h]; h est calculable à partir d'une relation de Montana par exemple ; I : la pente moyenne du bassin versant en [m/m].

L'équation suivante permet de calculer K en fonction de CR.

$$K = 3.32642 \times 10^{-14} \times (CR)^6 - 2.28627 \times 10^{-11} \times (CR)^5 + 6.35086 \times 10^{-9} \times (CR)^4 - 9.13077 \times 10^{-7} \times (CR)^3 + 7.21979 \times 10^{-5} \times (CR)^2 - 3.07942 \times 10^{-3} \times (CR) + 0.069981$$

Équation 10: Formule de K en fonction de CR

- ♣ Estimation de l'intensité de pluie

La formule de Montana a été retenue pour le calcul de l'intensité de pluie. Les coefficients de Montana retenus pour cette étude sont ceux établis par Ouédraogo en 2014 pour la ville de Ouagadougou: a = 890 et b = 0,65.

$$i(t,T) = a_T \, t^{-b_T}$$

Équation 11: Intensité de la pluie

- ♣ Détermination des débits équivalents des sous bassins.

Les débits d'eau qui transitent dans les bassins élémentaires sont assemblés en série ou en parallèle en fonction de leur disposition pour déterminer les débits équivalents qui seront évacués. Ces bassins sont assemblés deux à deux en partant de l'amont vers l'aval pour obtenir les débits générés par l'ensemble des deux bassins élémentaires. Ce qui nécessite de déterminer une surface moyenne, un coefficient de ruissellement moyen et une intensité de

pluie moyenne. Pour calculer ces paramètres moyens, nous avons utilisé les formules du tableau 2 en fonction du type d'assemblage associé.

Tableau 2: Paramètres équivalents en fonction du type d'assemblage

Type d'assemblage	Surface	Coefficient de ruissellement	Pente	Conditions
En série	$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{\left(\sum L_j\right)^2}{\left(\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}\right)^2}$	**Si Qeq > ∑(Qj) alors Qeq = ∑ (Qj).**
En parallèle	$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{\sum I_j \times Q_j}{\sum Q_j}$	**Si Qeq < Max (Qj) alors Qéq = Max(Qj)**

Etude Hydraulique

6.1 Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal

En référence à la forme des sections actuellement en place, nous avons retenu un profil trapézoïdal avec un fruit des berges m = 1.5 pour chaque bief du canal. La rugosité de Strickler retenue est Ks = 70 [$m^{1/3}/s$] car le revêtement est fait avec du béton. La pente de chaque bief est celle retenue dans l'étude de l'APD.

A partir du débit à évacuer et des caractéristiques hydrauliques et géométriques du canal, nous calculons de façon itérative la profondeur d'eau normale par le biais de la formule suivante :

$$y_n = \left(\frac{Q}{K_s \sqrt{I}}\right)^{\frac{3}{5}} \frac{\left[b + 2y_n\sqrt{1+m^2}\right]^{\frac{2}{5}}}{b + m\,y_n}$$

Équation 12: Profondeur d'eau normale

Avec Q = débit évacué par le bief [m^3/s] ; b = largeur au plafond [m] et I = pente du bief.

Pour procéder à une vérification par rapport à l'écoulement nous avons calculé la vitesse dans chaque tronçon pour déterminer le type d'écoulement.

$$U_{cr} = \sqrt{2.5\times10^{-4}\left(\frac{d_{50}}{y}\right)^{-0.2} d_{50}\,(\rho_s - \rho)}$$

Équation 13: vitesse critique

U en [m/s] ; d_{50} en [mm] et y en [m] ; ρs : masse volumique des grains solides [kg/m^3]

6.2 Etude du comportement des lignes d'eau aux droits des singularités

L'étude des singularités a pour objectif de prévoir un dimensionnement local des ouvrages afin de contenir les perturbations et de modifier les dispositions des singularités pour réduire les irrégularités de l'écoulement. Cette étude permet d'évaluer la revanche de chaque bief.

La ligne d'eau dans chaque bief a été calculée en tenant compte de la nature du régime d'écoulement dans chaque tronçon. Les règles de calcul sont les suivantes :

- ♣ Le passage du régime fluvial au régime torrentiel nécessite le passage par une section critique (chute).
- ♣ Le passage du régime torrentiel au régime fluvial nécessite un ressaut hydraulique.
- ♣ Il n'y a pas de courbe de remous permettant de se raccorder à une profondeur normale torrentielle à l'amont. Cette profondeur doit être atteinte à l'amont immédiat de la singularité ou par l'intermédiaire d'un ressaut hydraulique. L'écoulement torrentiel est influencé par l'amont jusqu'à la singularité ou au ressaut.
- ♣ Il n'y a pas de courbe de remous permettant de se raccorder à une profondeur normale fluviale à l'aval. Cette profondeur doit donc être atteinte à l'aval immédiat de la singularité ou par l'intermédiaire d'un ressaut. L'écoulement fluvial est influencé par l'aval jusqu'à la singularité ou au ressaut.

6.3 Simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention

L'objectif poursuivi dans cette section est d'étudier le comportement hydraulique du bassin de rétention suite à un événement pluvieux. En d'autres termes, il s'agit d'étudier l'influence du bassin de rétention sur la propagation des débits dans le canal. Ainsi, l'approche hydraulique, devient alors incontournable et nécessaire pour le calcul des hauteurs d'eau atteintes par l'écoulement sous des conditions bien spécifiques. Le laminage hydrologique (Flood Routing) non stationnaire est couramment utilisé car généralement, il est plus précis que le permanent. La démarche adoptée s'articule comme suit:

6.3.1 Définition d'une pluie de projet

Ne disposant pas de données mesurées d'une pluie décennale, nous avons établi un hyétogramme double triangle symétrique de Desbordes. Il est constitué de 2 parties triangulaires qui correspondent à une période de pluie intense encadrée par une période de pluie plus faible. Cette forme est inspirée du fait que les pluies engendrant des dysfonctionnements dans les réseaux d'assainissement sont généralement constituées d'une période de pluie intense, période encadrée par une pluie moyenne de quelques heures,

configuration qui contribue à saturer les capacités de stockage du réseau avant l'arrivée de la pluie maximale.

Cette pluie est caractérisée par les valeurs suivantes :

- ♣ t_1 = instant du début de la période intense en [min]
- ♣ t_2 = instant du maximum en [min] ; t_3 = fin de la pluie en [min]
- ♣ i_1 = intensité du début de la période intense en [mm/h]; i_2 = intensité maximale en [mm/h]

Les temps caractéristiques du hyétogramme sont ainsi estimés :

$$t_1 = 2.25K \quad ; \quad t_2 = 2.5K \quad ; \quad t_3 = 5K$$

Avec K est le temps de réponse ou lag-time. Il s'agit du décalage temporel entre les centres de gravité de la pluie et de l'hydrogramme résultant à l'exutoire du bassin versant

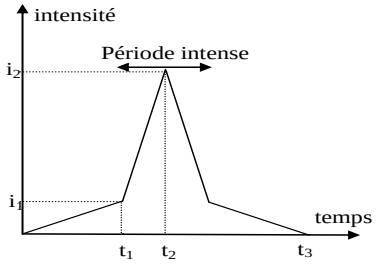


Figure 6: Schéma illustratif de la pluie de projet double triangle

$$\begin{cases} i_1 = a\,2^{b+1}\,(0.25\mathrm{K})^b\,\dfrac{1-0.1^{b+1}}{0.9\times 0.1^b} \\ i_2 = a\,2^{b+1}\,(0.25\mathrm{K})^b\,\dfrac{0.1^b-1}{0.9\times 0.1^b} \end{cases}$$

Équation 14: Intensités de la pluie

Trois relations empiriques usuellement utilisées en Afrique de l'Ouest ont permis d'estimer la valeur de K. La valeur retenue dans cette étude est la moyenne arithmétique.

- ♣ Formule de Chocat : $K_1 = K = 5.93 \times A^{0.441}$
- ♣ Formule de Bouvier : $K_2 = K = 2.25 \times A^{0.3} \times IMP^{-0.45} \times I^{-0.39}$
- ♣ Formule de Desbordes : $K_3 = K = 5.07 \times A^{0.18} \times (1+IMP)^{-1.9} \times I^{-0.36} \times T_P^{0.21} \times L^{0.15} \times H_P^{-0.07}$

A : Superficie du bassin versant en [ha] ; I : pente moyenne du bassin en [%] ; IMP : le coefficient d'imperméabilisation ; Tp : la durée de la période de pluie intense en [min] ; L : la longueur du drain principal en [m] ; Hp : la hauteur de pluie tombée pendant Tp en [mm].

6.3.2 Construction de l'hydrogramme à l'entrée du bassin de rétention

Il s'agit de transformer la pluie brute en débit à travers le système que constitue le bassin versant. Cette transformation se décompose en 2 parties :

- ♣ La fonction de production qui consiste à évaluer la quantité de pluie nette qui parviendra à l'exutoire ;

- ♣ La fonction de transfert qui consiste à déterminer quel débit va naître de l'eau qui ruisselle ;

Comme fonction de production, nous avons retenu le modèle de Bouvier (1990) établi en Côte d'ivoire et adapté par extension, à l'Afrique de l'Ouest. L'architecture du modèle est mentionnée à la figure 8.

Le bassin versant de notre étude est de type II et les valeurs retenues dans le modèle sont :

A = 354.2 [ha] ; IMP = 45% ; C = 0.75 ; STO = 1.7 x STOexp avec STOexp = 7 [mm] ;

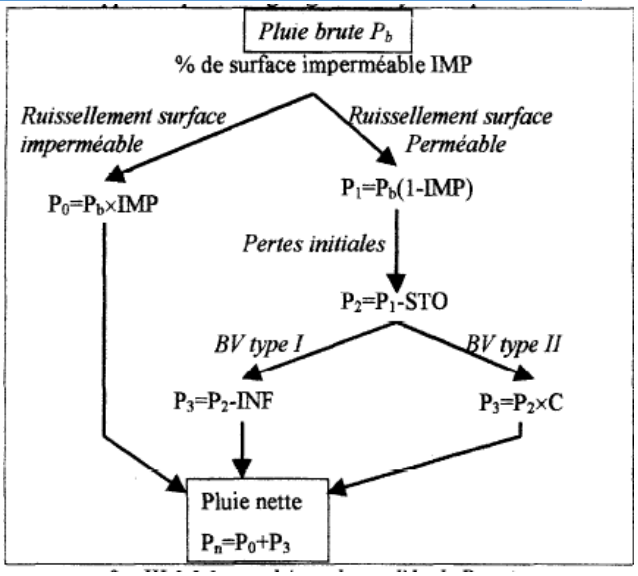


Figure 7: Schéma du modèle de Bouvier

Comme fonction de transfert, nous avons retenu le modèle de réservoir linéaire habituellement utilisé en hydrologie urbaine pour caractériser la fonction d'étalement. Le pas de temps retenu est d'une minute (ΔT = 1 [mm]). Cette valeur du pas de temps permet d'estimer avec une marge raisonnable le débit instantané observable sur le bassin

Le bassin versant est considéré comme un réservoir. Le principe est schématisé par la figure 9 :

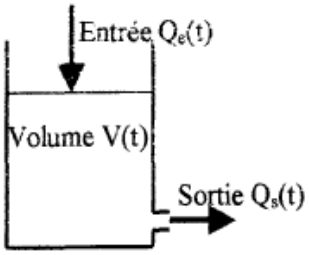


Figure 8: Schéma du fonctionnement d'un réservoir

Qe(t) est le débit entrant dans le bassin versant

V(t) est le volume stocké dans le bassin

Qs(t) est le débit sortant (l'hydrogramme que l'on cherche)

La variation du volume stocké dans le temps s'écrit :

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \text{ avec}$$

$$Q_e(t) = \frac{I_e(t) \times 10 \times S[ha]}{60 \times \Delta t}$$ où Ie représente l'intensité nette

Équation 15: Débit entrant dans le bassin versant

On introduit une équation de variation du volume stocké V(t) qui dépend du débit d'entrée Qe(t) et du débit de sortie Qs(t) :

$V(t) = K[\alpha \times Q_e(t) + (1-\alpha) \times Q_s(t)]$ où K et α sont des deux paramètres à caler.

Équation 16: Volume d'eau stocké

En remplaçant V(t) dans l'équation de la variation du volume stocké, on obtient :

$$K\,\alpha\,\frac{d\,Q_e(t)}{dt}+K\,(1-\alpha)\frac{d\,Q_s(t)}{dt}=Q_e(t)-Q_s(t)$$

Équation 17: Variation du volume stocké

La résolution de cette équation différentielle par la méthode d'Euler Explicite fournit la solution analytique suivante :

$$Q_s(t+\Delta t)=C_1\times Q_e(t)+C_2\times Q_e(t+\Delta t)+C_3\times Q_s(t)$$

Équation 18: Volume d'eau sortant du bassin versant

Δt est le pas d'intégration, en fait le pas de temps avec lequel la pluie est connue. Les coefficients Ci sont fournis par les relations ci-dessous.

$$\begin{cases} C_1=\dfrac{\alpha}{1-\alpha}\,e^{-\frac{\Delta t}{K(1-\alpha)}} \\ C_2=1-\dfrac{1}{1-\alpha}\,e^{-\frac{\Delta t}{K(1-\alpha)}} \\ C_3=e^{-\frac{\Delta t}{K(1-\alpha)}} \end{cases}$$; Pour le réservoir linéaire α = 0, on obtient : $$\begin{cases} C_1=0 \\ C_2=1-e^{-\frac{\Delta t}{K}} \\ C_3=e^{-\frac{\Delta t}{K}} \end{cases}$$

6.3.3 Etablissement de la courbe Hauteur – Volume du bassin de rétention

En fonction des caractéristiques géométriques et hydrauliques du bassin de rétention, nous avons estimé pour chaque hauteur d'eau, le volume d'eau contenu dans le bassin à l'aide de la formule suivante :

$$V_i=S_i\times L \quad avec \quad \begin{cases} si\ h\le h_1 \quad \Rightarrow \quad S_i=h\,(b_1+m_1\times h) \\ si\ h>h_1 \quad \Rightarrow \quad S_i=h_1\,(b_1+m_1\times h_1)+(h-h_1)\,(b_2+m_2\times(h-h_1)) \end{cases}$$

Équation 19: Volume d'eau

Le bassin ayant une forme trapézique composée, ces dimensions sont mentionnées dans le tableau 3. La longueur moyenne du bassin de rétention est estimée à 360 [m] avec une profondeur maximale de 3.8 [m].

Tableau 3: Paramètres géométriques du bassin de rétention

b_1 [m]	m_1	h_1 [m]	b_2 [m]	m_2	h_2 [m]	L [m]
145	**2**	**2**	**151**	**2**	**1.5**	**360**

Pour le calcul du débit à l'entrée on a :

$$Q_i=K_s\times\sqrt{I}\times\frac{\left[y_i\times(B+m\times y_i)\right]^{5/3}}{\left[B+2\times y_i\times\sqrt{1+m^2}\right]^{2/3}} \quad pour\ y_i\le H$$

$$Q_i=Q_{\max} \quad pour\ y_i\ge H$$

B = 10 [m] ; H = 1 [m] ; m = 2 et I = 4.4 10^{-3}

Équation 20: Débit à la sortie du bassin de rétention

6.3.4 Laminage de crue dans le bassin de rétention : Méthode «Storage Indication Curve»

En raison du comportement non linéaire des réservoirs, la méthode de «Storage Indication Curve» est recommandée. C'est une procédure de calcul qui permet d'obtenir l'hydrogramme sortant d'un réservoir connaissant l'hydrogramme entrant et les caractéristiques de vidange de ce réservoir. Elle repose sur la forme discrétisée de l'équation de continuité : la variation de stockage S entre deux instants t = j et t = j +1 peut s'exprimer selon la relation où O est le débit sortant, I le débit entrant et Δt le pas de temps :

- En rappel, l'équation de continuité : $\frac{1}{2}\left(I_j + I_{j+1}\right) - \frac{1}{2}\left(O_j + O_{j+1}\right) = \frac{S_{j+1} - S_j}{\Delta t}$
- En reformulant, on obtient : $\left(I_j + I_{j+1}\right) + \left(\frac{2\,S_j}{\Delta t} - O_j\right) = \left(\frac{2\,S_{j+1}}{\Delta t} + O_{j+1}\right)$

Procédure de mise en œuvre

- Evaluer $\left(\frac{2\,S_{j+1}}{\Delta t} + O_{j+1}\right)$ à partir de dernière relation ;
- A partir d'une courbe $\left(\frac{2\,S}{\Delta t} + O\right)$ en fonction de O, obtenue de la courbe Hauteur/Volume, calculer O_{j+1} ;
- Evaluer $\left(\frac{2\,S_{j+1}}{\Delta t} - O_{j+1}\right)$ en calculant $\left(\frac{2\,S_{j+1}}{\Delta t} + O_{j+1}\right) - 2\,O_{j+1}$
- La valeur de $\left(\frac{2\,S_{j+1}}{\Delta t} - O_{j+1}\right)$ calculée devient égale à $\left(\frac{2\,S_j}{\Delta t} - O_j\right)$ pour le pas suivant.

Troisième partie : Résultats et Interprétation

IV – RESULTATS OBTENUS

1. Diagnostic du canal actuel

1.1 Description physique du marigot du Mogho Naaba

Le marigot Mogho Naaba (figure 10) est un affluent du Nabouli qui traverse la ville en s'écoulant de l'Ouest à l'Est. C'est un canal naturel et aménagé d'une longueur d'environ 7100 [m]. Il prend naissance à partir de l'aval de la rue Liwaga et se jette dans le barrage n°2 qui est son exutoire. Le lit du marigot est en terre créant ainsi un lieu de dépôt d'ordures. Le profil de ce marigot est partitionné en deux segments dont le premier fait 4 100 [m] de long environ avec une superficie de 1 500 [ha]quant au deuxième segment, il mesure environ 3 000 [m] et est déjà aménagé en béton armé sous forme trapézoïdale.

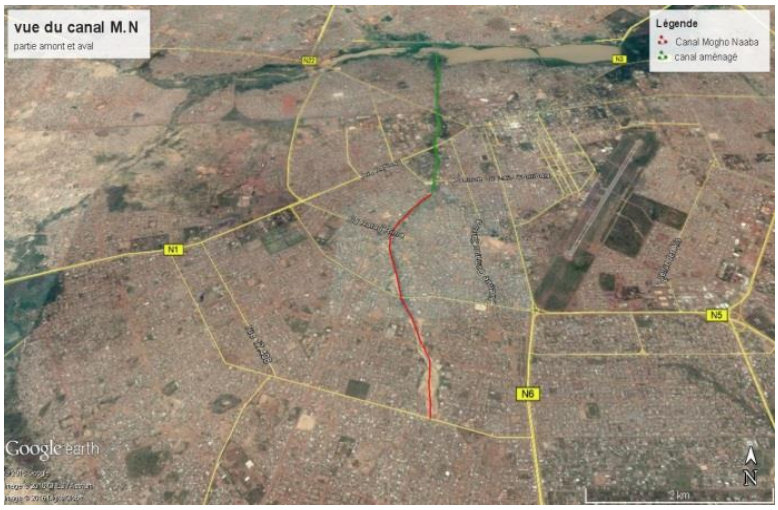


Photo 3: Présentation du marigot Mogho Naaba

1.2 Ouvrages existants et état de fonctionnement

Sur le profil en long du canal, on y retrouve des dalots cadres fermés aménagés permettant le franchissement de certaines rues. Ils sont localisés sur l'Avenue Liwaga, la Rue Warba, le boulevard des Tansoaba et la rue Rata Rima. Ces ouvrages présentent un état structurel convenable mais toutefois ils peuvent constituer des contraintes pour le calage du fond du canal à réaliser car les radiers doivent être raccordés l'un à l'autre. D'autre part, il faut signaler que la tête du bassin se trouve à la limite de la cité SOCOGIB de Ouaga 2000 sur un tronçon mesurant 2 [Km] avant le dalot.

Le caniveau se trouvant le long de l'avenue est de petite section et devant recueillir le ¼ du bassin total de la zone d'étude. Il s'agit de l'une des causes principales des inondations observées sur cette avenue et les parcelles riveraines. Il est judicieux de prendre en compte ce souci afin de mieux canaliser les eaux au départ et d'assurer une bonne évacuation des eaux.

Il faut noter que cet aspect n'a pas été pris en compte dans l'étude de l'APD. Ainsi il va falloir concevoir des caniveaux de section raisonnable dans l'aménagement au départ de l'Avenue Liwaga afin d'acheminer correctement les eaux au départ du canal.

Il existe des constructions en banco le long du marigot ; de plus, le lit du marigot est fortement érodé jusqu'à la rue Warba. C'est dans cette zone qu'il sera prévu l'aménagement d'un bassin de rétention projeté dans l'APD. Le lit du marigot est en terre et constitue à certains endroits des lieux de dépôts d'ordures (Photo 3).

Dalot de la rue Liwaga A ce niveau la capacité d'évacuation des eaux est nettement inférieure aux écoulements, ce qui a pour conséquence une submersion de la rue. Cela est dû probablement à un mauvais calage de la chaussée, ou à l'occupation des parcelles d'habitation juste à l'amont et le manque de zone de stockage amont. Une section de grande capacité est à concevoir à l'aval du dalot pour assurer une fluidité des écoulements vers le bassin de rétention.	 *Photo 4: Aperçu du dalot de la rue Liwaga* Section des ouvertures : 3 x 2.00 x 1.20 [m²]
Dalot de la rue Warba Cet ouvrage se trouve en zone de faible pente et rend l'écoulement noyé. Ainsi donc le calage à la sortie aval du dalot sera conçu afin d'avoir un écoulement dénoyé. Des murs de tête seront prévus pour adjoindre l'ouvrage et assurer une meilleure hydraulicité des ouvertures.	 *Photo 5: Aperçu du dalot de la rue Warba* Section des ouvertures : 3 x 3.30 x 2.10 [m²]

Pont Kugpéelé Lors de sa conception initiale, le calage de cet ouvrage crée un reflux des eaux à l'amont car les pentes sont très faibles. Il a été conçu pour fonctionner en charge et a entrainé une forte érosion régressive à l'aval. L'écoulement est dénoyé et pouvant être maintenu mais nécessite une réhabilitation et un ouvrage de dissipation à l'aval.	 *Photo 6: Aperçu du pont Kugpéelé* Section des ouvertures : 3 x 4.00 x 2.25 [m²]
Dalot rue Joseph Ouédraogo Cet ouvrage fonctionne en régime noyé et le reflux de l'ancien canal ralentit la vitesse d'écoulement au droit de ce dernier. La pente bien qu'étant faible se trouve être dans la zone de confluence avec le marigot de Gounghin Sud. Cette zone reçoit des dépôts solides rendant les sections insuffisantes. (Rapport APD projet).	 *Photo 7: Aperçu du dalot de la rue Joseph Ouédraogo* Section des ouvertures : 4 x 4.50 x 2.10 [m²]

Le marigot est constitué d'un lit ordinaire et d'un champ d'inondation (figure 11) :

Figure 9: Exemple de profil du marigot

Il en ressort que ce marigot draine une quantité importante d'eau pendant la période de pluie d'une part et d'autre part les eaux usées ménagères des riverains. Il est pratiqué à certains endroits du maraichage et des fabrications de briques de terre cuite.

En référence aux différentes photos (Photos 3, 4, 5 et 6) et aux visites de terrain, on peut dire qu'on assiste à une dégradation continue du lit du cours d'eau à cause d'une érosion régressive. L'installation des populations le long du canal bloque le chemin naturel de l'eau,

le développement des activités de maraichages ainsi que le manque d'entretien des ouvrages de franchissement contribuent fortement l'apparition d'inondations observées dans les quartiers périphériques du canal lorsque survient une pluie importante dans la zone car les eaux de ruissellement ne peuvent plus s'évacuer normalement.

2. Etude hydrologique

2.1 Ajustement de la loi de Gumbel à un échantillon de pluies journalières maximales de Ouagadougou

A partir d'un échantillon de pluies journalières maximales, nous avons déterminé les caractéristiques de l'échantillon (moyenne m écart type σ). Les valeurs obtenues sont :

m = 62.2 [mm] et σ = 16 [mm]

Ces deux valeurs caractéristiques ont permis d'estimer les deux paramètres de la loi de Gumbel que sont x_0 (le mode) et s (le facteur d'échelle et le gradex) à partir des relations suivantes :

$x_0 = m - \alpha_n \times \sigma$ et $s = \beta_n \times \sigma$ où αn et βn dépendent de la taille de l'échantillon.

Ici αn = 0.479 et βn = 0.885 ; Ainsi x_0 et s deviennent :

x_0 = 54.5 [mm] et s = 14.1 [mm].

La validation de la loi a été faite par le biais de la construction des intervalles de confiance à 95% autour du nuage de points des observations. L'examen visuel du graphique représentatif de l'ajustement réalisé montre que la loi peut être validée car toutes les observations sont à l'intérieur de la bande de confiance (figure 12).

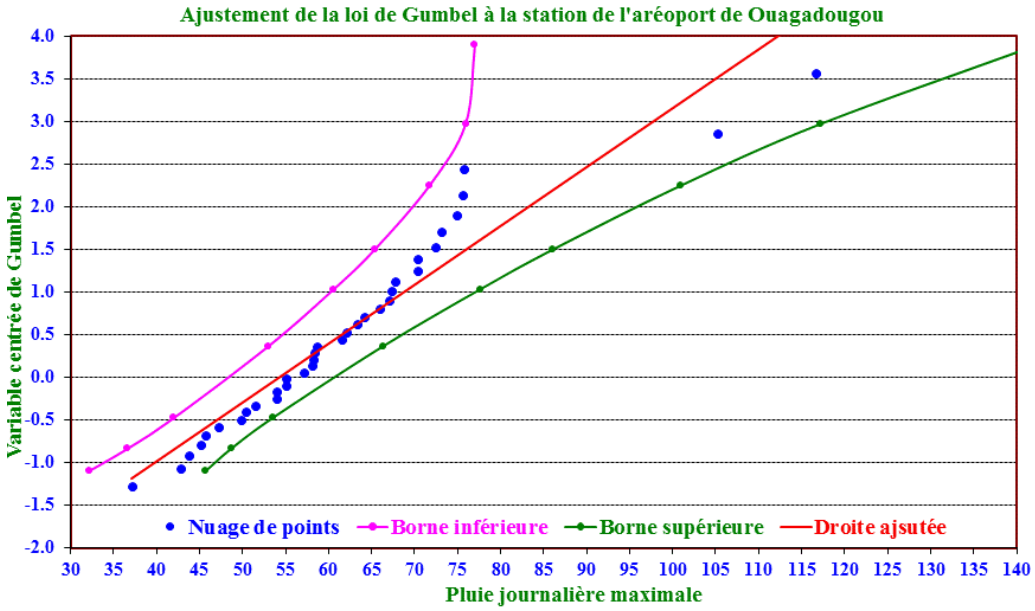


Figure 10: Ajustement de la loi de Gumbel

Les valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans sont dans le tableau 4:

Tableau 4: Valeurs des pluies journalières pour des périodes de retour supérieures ou égales à 10 ans

T [ans]	F_{nd}	u_x	P_x [mm]	t (95% ; 35)	A (f ; 35)	Ecart-type
10	0.9	2.250	**86.3**	2.03	2.295	**± 12.6**
50	0.98	3.902	**109.6**	2.03	3.765	**± 20.6**
100	0.99	4.600	**119.5**	2.03	4.40	**± 24.1**

Le calcul de l'intervalle de confiance de chaque quantile évite de mal estimer chaque valeur caractéristique. En référence à la localisation climatique de la ville de Ouagadougou, les valeurs de P_{10} et P_{100} obtenues peuvent être jugées acceptables car le rapport $\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} = 0.39$ est proche de la valeur 0.38 proposée par l'ORSTOM en absence des données de pluies journalières maximales en zone tropicale.

2.2 Etude, caractérisation et délimitation des sous bassins versants

La figure 13 présente la délimitation des sous bassins du canal de Mogho Naaba aux mêmes exutoires mentionnés dans l'APD. La somme des superficies totales est d'environ 14 [km²] contre 16.29 [km²] dans l'APD. En référence aux paramètres physiographiques des sous bassins présentés dans le tableau 5, on peut conclure que le bassin versant qui draine les eaux de notre canal a une forme allongée car la moyenne K_G = 1.38 et la densité de drainage D_d moyenne est 1.40 km/km² favorisant dans certains cas l'obtention de faibles débits de pointe de crue à cause du retard de l'acheminement de l'eau à l'exutoire.

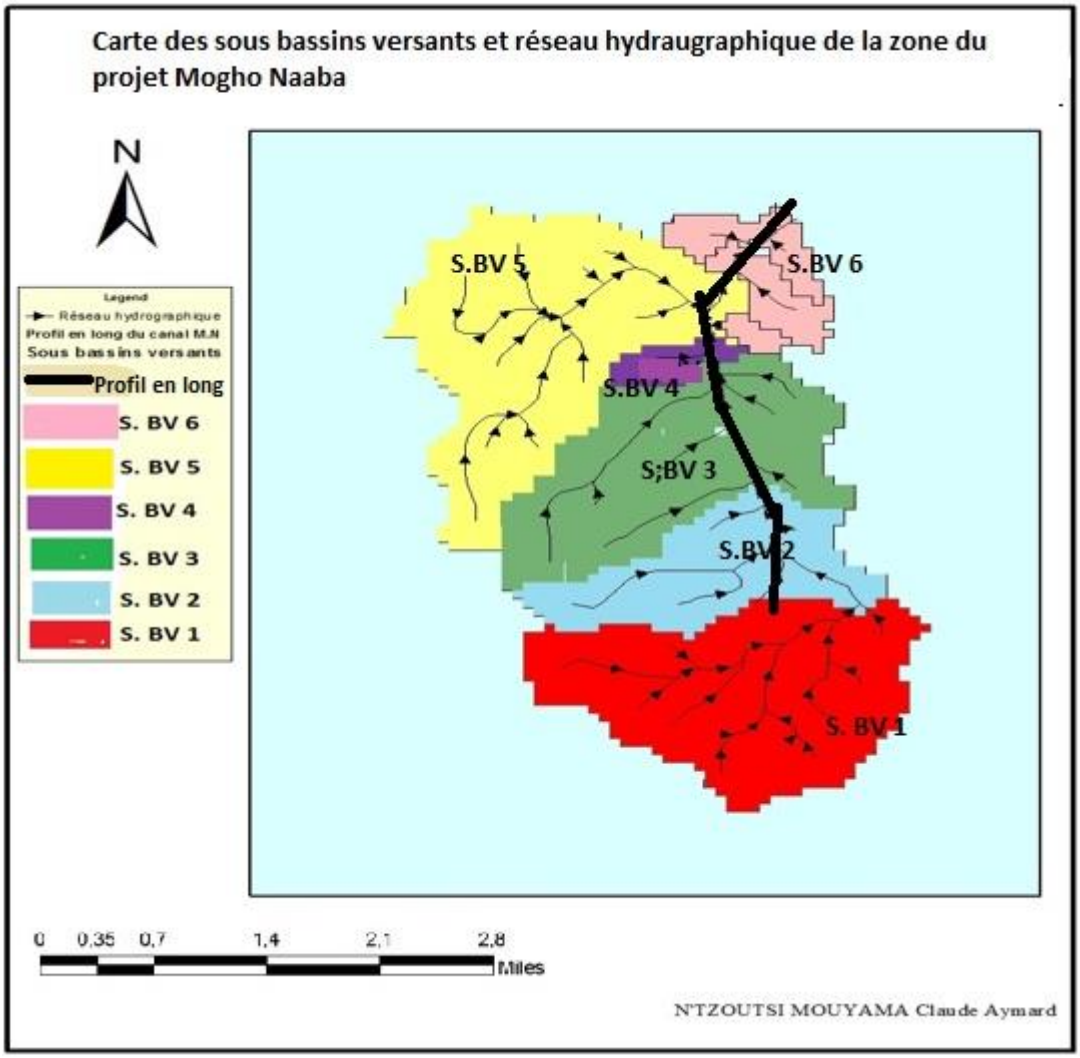


Figure 11: Carte des sous bassins versants

Tableau 5: Quelques caractéristiques physiographiques des sous bassins versants du canal de Mogho Naaba

BV	S [km²]	P [km]	C	$L_{hydraulique}$ [km]	I [m/m]	K_G	∑ L [km]	Dd [km^{-1}]
1	3.542	10.81	0.75	2.7	0.0117	**1.62**	5.4	**1.52**
1.1	1.39	4.3	0.75	1.26	0.0151	**1.03**	1.764	**1.27**
2	1.831	8.9	0.75	1.6	0.0151	**1.86**	2.4	**1.31**
2.2	0.3	1.03	0.75	0.33	0.0139	**0.53**	0.429	**1.43**
3	6.115	20.75	0.75	3.3	0.0139	**2.37**	5.28	**0.86**
4	0.828	2.82	0.75	1.1	0.016	**0.87**	1.65	**1.99**
					Moyenne	**1.38**		**1.40**

2.3 Calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle

Le tableau 6 présente les résultats du calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle. Le choix de retenir comme valeur moyenne le temps de concentration calculé par les formules de Kirpich et Richards permet d'obtenir une valeur pondérée.

Tableau 6: Résultats du calcul des débits élémentaires par la méthode rationnelle

BV	S [ha]	C	Tc [min] - Kirpich	Tc [min] - Richards	Tc [min] - Retenue	i [mm/h]	Q [m^3/s]
1	354.2	0.75	47.3	70.79	61.57	61.14	45.11
1.1	139	0.75	23.9	31.83	30.35	96.83	28.04
2	183.1	0.75	28.7	39.61	36.65	85.66	32.68
2.2	30	0.75	8.8	9.51	11.65	180.44	11.28
3	611.5	0.75	51.7	78.23	67.47	57.61	73.39
4	82.8	0.75	21.0	27.36	26.69	105.26	18.16

2.4 Calcul des débits par assemblage des bassins élémentaires

Le tableau 7 présente les débits équivalents pour les différents tronçons du profil en long du canal. On y remarque que le temps de concentration à l'entrée du tronçon aménagé est d'environ 76 [min].

Tableau 7: Résultats du calcul des débits par assemblage des bassins élémentaires

BV	Tronçon	Tceq [min]	Aeq [ha]	Ceq	Ieq	I_{ret}	i [mm/h]	Q [m^3/s]
1	Pk0 - Pk280	61.57	354.2	0.75	0.0117	0.028	61.14	**45.1**
1 et 1.1 en série	Pk660-Pk1840	62.12	493.2	0.75	0.0126	0.0044	60.78	**62.5**
1-1.1 et 2	Pk1840-Pk2025	66.45	676.3	0.75	0.0133	0.0044	58.18	**82.0**
1-1.1-2 et 2.2	PK2025-Pk3025	67.10	706.3	0.75	0.0133	0.0024	57.81	**85.1**
1-1.1-2-2.2 et 3	Pk3025-Pk4104	71.54	1317.8	0.75	0.0135	0.0024	55.45	**152.2**
1-1.1-2-2.2-3 et 4	Tronçon Aménagé	75.76	1400.6	0.75	0.0138	0.0126	53.43	**155.9**

3. Etude hydraulique

3.1 Dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal

Connaissant le débit Q_i, la largeur au radier b_i, la pente I_i, la rugosité Ks et le fruit des berges m de chaque bief du canal, on détermine à partir d'une relation explicite la profondeur normale y_{ni} d'eau dans le tronçon i à partir de la relation de la loi de Strickler définie comme suit :

Les résultats de l'ensemble des tronçons du canal sont mentionnés dans le tableau 8.

Tableau 8: Résultats du dimensionnement hydraulique des sections de chaque bief du canal

Tronçons	**Q [m³/s]**	**Iret**	**bret [m]**	**y [m]**	**F_obj**	**U [m/s]**	**Uc [m/s]**	**ym [m]**	**Fr**	**Nature_Rég**
Pk0 - Pk280	45.11	0.028	6	0.75	1.00	8.45	2.26	0.65	3.36	Torrentiel
Pk660-Pk1840	62.46	0.0044	10	1.17	1.00	4.54	2.36	1.02	1.44	Torrentiel
Pk1840-Pk2025	81.97	0.0044	12	1.24	1.00	4.77	2.38	1.09	1.46	Torrentiel
PK2025-Pk3025	85.07	0.0024	15	1.33	1.00	3.75	2.40	1.19	1.10	Torrentiel
Pk3025-Pk4104	152.25	0.0024	20	1.59	1.00	4.26	2.44	1.44	1.13	Torrentiel
T_aménagé	155.90	0.0126	6	1.89	1.00	9.36	2.48	1.43	2.50	Torrentiel

Ces résultats montrent que dans chaque bief, le régime d'écoulement est torrentiel avec des vitesses moyennes oscillant entre 3.75 [m/s] et 9.36 [m/s].

La ville de Ouagadougou se repose sur des sols ferrugineux peu lessivés sur matériaux sableux et sablo-argileux ; on peut donc estimer que le diamètre moyen d_{50} est compris entre [5 ; 25] millimètres avec une densité oscillant entre [2.3 ; 2.65]. Le canal étant en terre, la formule de Neil nous permet de calculer la vitesse critique (vitesse au-dessus de laquelle il y a érosion et transport des matériaux du canal).

En prenant les valeurs maximales de d_{50} et de la densité des grains solides, on estime la valeur de la vitesse critique dans chaque tronçon. Une comparaison des valeurs des vitesses moyennes et critiques montre qu'il y a nécessité de revêtir le canal au risque d'aggraver le phénomène d'érosion (fond et berges) déjà observé sur le terrain.

3.2 Détermination des hauteurs maximales de chaque bief du canal

La détermination des hauteurs maximales de chaque bief du canal est faite par le biais du calcul des lignes d'eau par la méthode de Bakhmeteff. Le régime d'écoulement étant torrentiel dans tous les biefs du canal, le calcul est fait de l'amont vers l'aval. Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 9.

Tableau 9: Détermination des hauteurs d'eau dans le canal

Tronçons	Q [m³/s]	Lbief [m]	Hs [m]	H_{SC} [m]	y_0 [m]	Règles de calcul	r [m]	H [m]
Pk0 – Pk280	45.1	280	5.75	2.17	0.75	Passage d'un RT à un RT. Le RT amont vient jusqu'à la singularité	0.25	1.00
Pk660-Pk1840	62.5	1 180	2.46	2.09	0.75	Courbe de remous de type S3. y_0 = 0.75 et y_1 = 1.17 [m] et $x_0 – x_1$ = 425 [m]	0.25	1.40
Pk1840-Pk2025	82.0	185	2.64	2.24	1.17	Courbe de remous de type S3. y_0 = 1.17 et y_1 = 1.23 [m] et $x_0 – x_1$ = 185 [m]	0.25	1.50
PK2025-Pk3025	85.1	1 000	2.11	2.04	1.23	Courbe de remous de type S3. y_0 = 1.23 et y_1 = 1.33 [m] et $x_0 – x_1$ = 182 [m]	0.25	1.60
Pk3025-Pk4104	152.2	1 079	2.60	2.50	1.33	Courbe de remous de type S3. y_0 = 1.33 et y_1 = 1.59 [m] et $x_0 – x_1$ = 386 [m]	0.25	1.80
Tronçon aménagé	155.9	950	10.59	4.24	1.59	Courbe de remous de type S3. y_0 = 1.59 et y_1 = 1.88 [m] et $x_0 – x_1$ = 787 [m]	0.25	2.10

RT : régime torrentiel

On remarque que la hauteur maximale de chaque tronçon est suffisante pour contenir la ligne d'eau véhiculée.

3.3 Etude comparative

Cette section permet de comparer les hauteurs d'eau dans le canal en fonction des débits que nous avons obtenus et ceux de l'APD (tableau 10). Nous constatons une légère variation des hauteurs d'eau ainsi nous avons calé une hauteur pour notre revanche qui est de 0.25 m et nous avons tenu à ne pas trop nous éloigner de la hauteur d'eau critique dans un canal (1.5 m) pour éviter les noyades.

Tableau 10: Etude comparative

	APD : Travaux à réaliser ou en cours					Résultats de cette étude				
Tronçon	Q [m³/s]	bret [m]	y [m]	H [rev]	r [m]	Q [m³/s]	bret [m]	y [m]	r [m]	H [rev]
Pk0 - Pk280	48.96	6	0.79	1.0	0.21	45.11	6	0.75	0.25	1.0
Pk660-Pk1840	61.43	10	1.16	1.3	0.14	62.46	10	1.17	0.25	1.4
Pk1840-Pk2025	74.22	12	1.17	1.3	0.13	81.97	12	1.24	0.25	1.5
PK2025-Pk3025	83.04	15	1.31	1.4	0.09	85.07	15	1.33	0.25	1.6
Pk3025-Pk4104	135.28	20	1.49	1.6	0.11	152.25	20	1.59	0.25	1.8
T_aménagé	137.24	6	1.72	1.5	-0.22	155.90	6	1.89	0.25	2.1

Nos résultats de même que ceux de l'APD montrent que le tronçon à aménager (20 m x1.8 m) est largement supérieur à celui qui est déjà aménagé (6 m x2.1m). Pour corriger ce

décalage, il est prévu de mettre en place un bassin de rétention à la fin du tronçon à aménager.

3.4 Simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention

3.4.1 Etablissement d'un hyétogramme double triangle symétrique de Desbordes

La figure 13 montre le hyétogramme issu de la méthode de Desbordes pour une pluie décennale. La superficie du bassin versant drainée par le bassin de rétention est de 354.2 [ha] sous une pente moyenne de 1.17% avec un coefficient d'imperméabilisation de l'ordre de 45%. Avec ces caractéristiques, nous avons estimé le Lag-Time par les trois formules retenues. Le tableau 11 présente les résultats obtenus avec comme valeur moyenne K = 35 [min].

Tableau 11: Calcul du lag-time

A (ha)	I (%)	IMP	L_{hydrau} [km]	K_1	K_2	K_3	K_{moy}
354.2	1.17	0.45	2.7	55.5	17.6	31.1	35

Ce hyétogramme est constitué d'une période de pluie intense de 17.4 [min] avec une intensité maximale de 238.5 [mm/h] encadrée de part et d'autre par une période d'environ 80 [min] de pluie faible avec intensité maximale de 37.5 [mm/h] (tableau 12). La hauteur de pluie pendant la phase intense est de 35 [mm] alors la hauteur totale de la pluie décennale est de 88.8 [mm]. Cette valeur de pluie décennale calculée à partir des coefficients de Montana est voisine de celle obtenue par ajustement de la loi de Gumbel (86.3 [mm]).

Tableau 12: Calcul des intensités de pluie

t_1 [min]	t_2 [min]	t_3 [min]	T_p [min]	Hauteur pluie intense [mm]	Hauteur totale de pluie [mm]	i_1 [mm/h]	i_2 [mm/h]
78.2	86.8	173.7	17.4	35.0	88.8	37.5	238.5

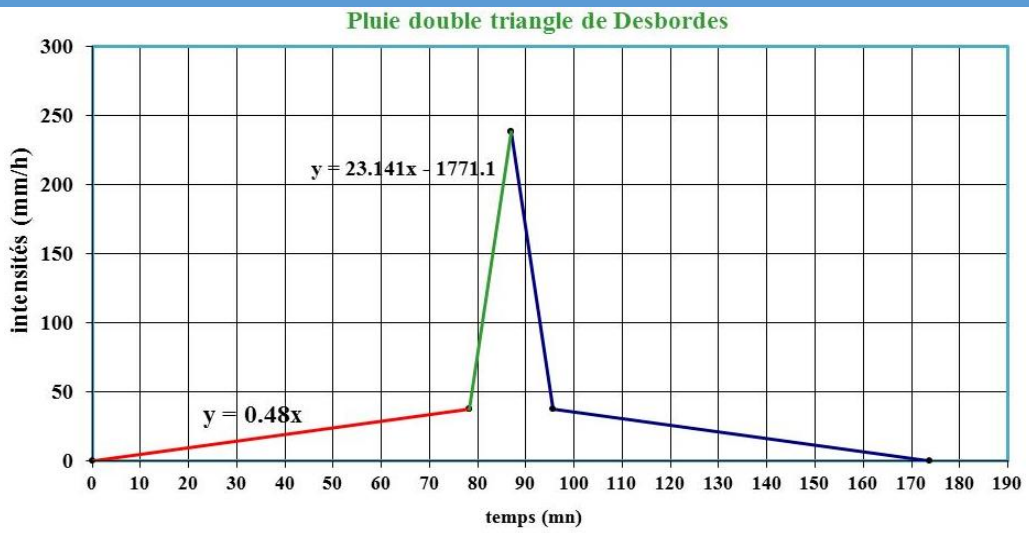


Figure 12: Pluie double triangle

3.4.2 Construction de l'hydrogramme à l'entrée du bassin de rétention

Le modèle de Bouvier (Fonction de production) associé au modèle du réservoir linéaire (α = 0) ont permis de transformer la pluie brute (hyétogramme) en débit à l'entrée du bassin de rétention. Le pas de temps pris est de ΔT = 1 [min]

A l'aide de ce modèle, l'intensité brute de pluie est transformée en intensité nette disponible à l'écoulement. Les paramètres du modèle sont :

IMP : pourcentage de surfaces imperméabilisées = 0.45

C : coefficient du ruissellement du bassin versant = 0.75

STO = pertes d'eau initiales (surfaces perméables) = 11.9 [mm]

Le modèle du réservoir linéaire permet de transformer à chaque pas de temps l'intensité nette de ruissellement au débit à l'entrée du réservoir de rétention. Les paramètres de ce modèle sont :

$C_1 = 0$

$C_2 = 0.0247$

$C_3 = 0.9753$

Et $Q_i = Q_{max} = 49.18\ [m3/s] pour\ y_i \geq H$

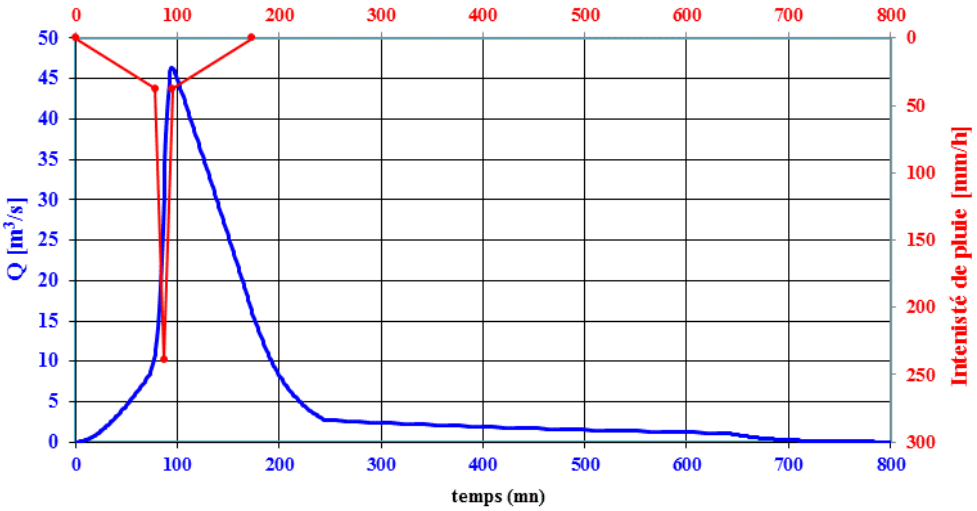


Figure 13: Hyétogramme

On observe que la pointe du hyétogramme de pluie est observée à environ 87 [min] après le début de la pluie alors que celle de l'hydrogramme apparaît à 96 [min] soit treize minutes plus tard. De même les centres de gravité du hyétogramme et de l'hydrogramme peuvent être assimilés respectivement à 87 [min] et à 125 [min] ce qui permet de dire que le temps de réponse est approximativement égal à 38 [min] (figure 14). Cette valeur est proche de la valeur moyenne obtenue par les formules empiriques utilisées.

3.4.3 Etablissement de la courbe Hauteur – Volume du bassin de rétention

A partir des caractéristiques géométriques du bassin de rétention, nous avons calculé pour chaque hauteur le volume d'eau contenue dans le bassin (figure 15).

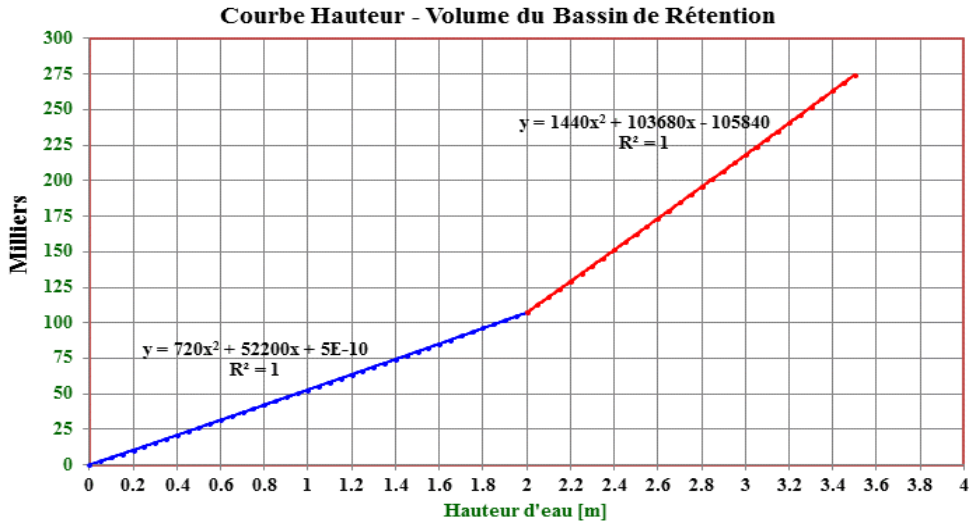


Figure 14: Courbe hauteur volume du bassin de rétention

Le débit à la sortie du bassin de rétention est estimé par la formule de Strickler :

Les caractéristiques de l'ouverture du bassin de rétention sont les suivantes (tableau 13).

Tableau 13: Caractéristiques de l'ouverture

B [m]	H [m]	m	Ks	I
10	1	2	70	0.0044

Connaissant le volume Vj contenu dans le bassin de rétention et le débit sortant à l'instant t, on peut déduire la Storage Indication Curve (figure 16).

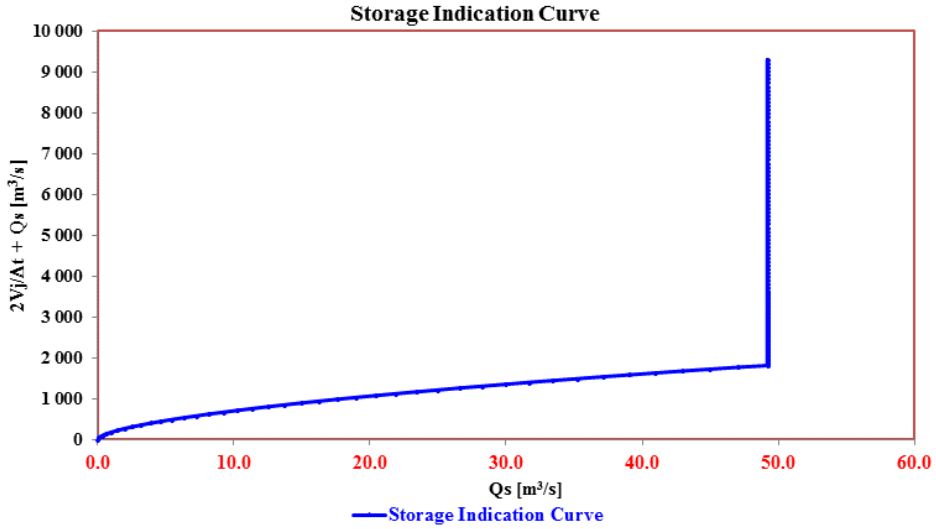


Figure 15: Courbe de stockage dans le bassin de rétention

3.4.4 Laminage de crue dans le bassin de rétention

Pour la simulation du comportement hydraulique du bassin de rétention, nous avons retenu deux hydrogrammes résultant respectivement d'une pluie de période de retour 10 et 50 ans. L'intérêt d'effectuer les simulations avec une pluie de période de retour supérieure à 10 ans se justifie en raison des risques encourus et aussi du désire d'accroître la marge de sécurité. Ainsi, les simulations effectuées avec plusieurs niveaux d'eau dans le bassin de rétention montrent son efficacité à lutter efficacement contre les pointes de débits, donc de protéger les ouvrages aval et le milieu récepteur contre les phénomènes d'inondation.

Les différents graphiques illustrés ci-dessous montrent l'efficacité du bassin de rétention. On y voit quel que soit le niveau d'eau dans le bassin, le débit de sortie est limité à 49 [m^3/s] même pour un débit de pointe entrant de 75 [m^3/s]. De même, la réponse hydrologique de deux épisodes pluvieux successifs est limitée par le bassin de rétention. On en conclut donc que la construction du bassin de rétention pourra limiter les conséquences d'éventuelles inondations.

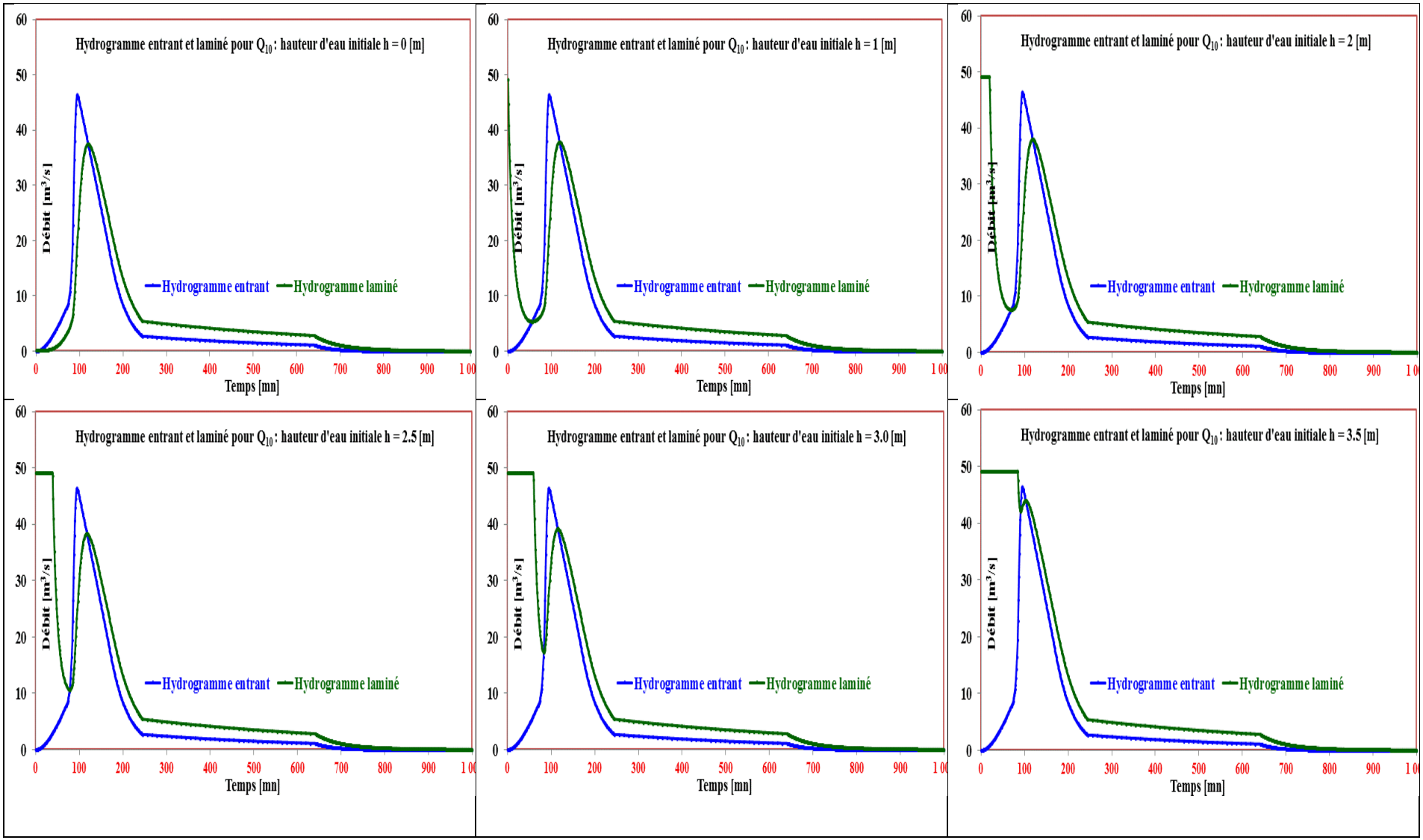


Figure 16: hydrogrammes entrants et la minés pour Q10

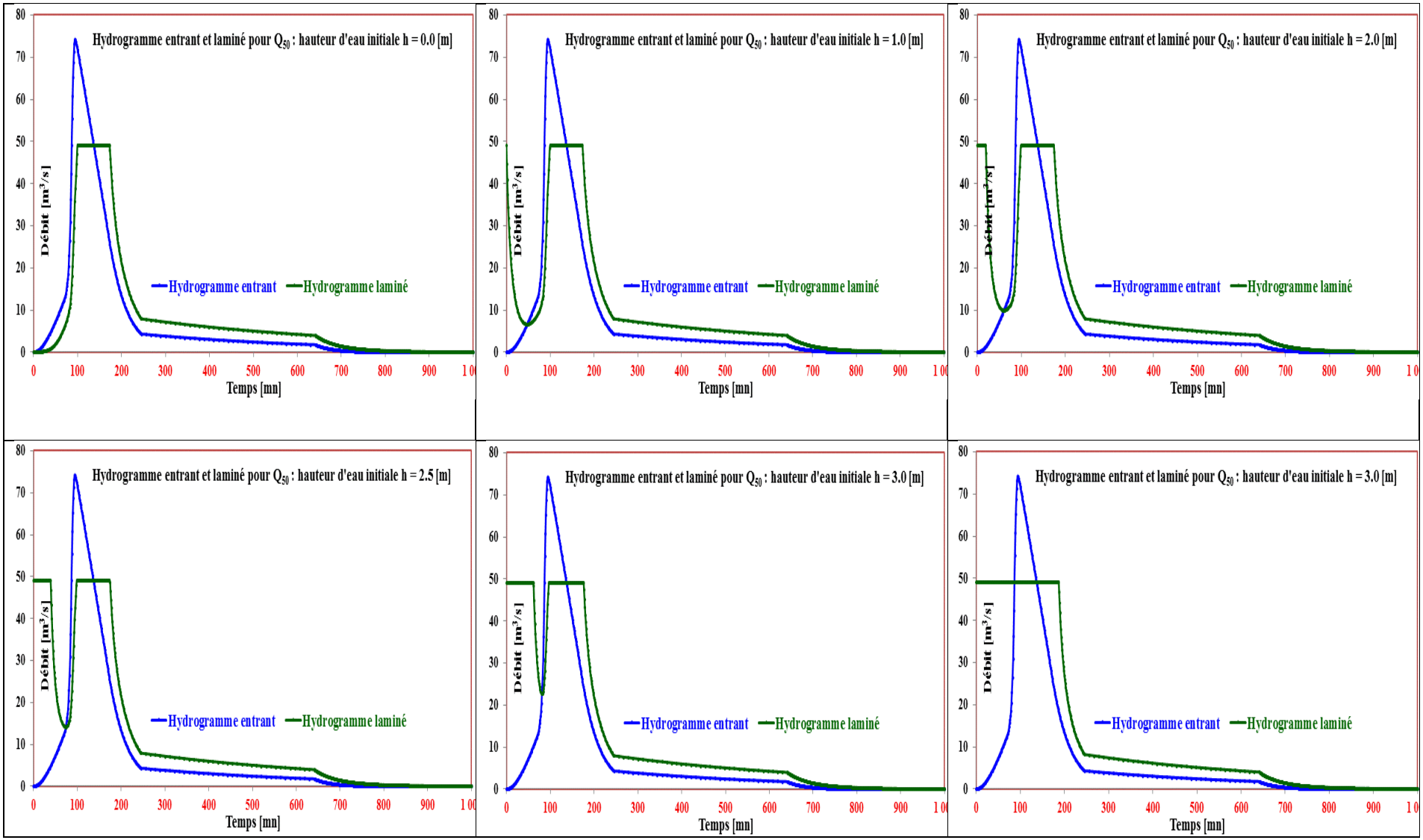


Figure 18: hydrogrammes entrants et la minés pour Q50

V – Notice d'impact environnemental

Vu l'urgence de la réalisation des travaux de l'aménagement du dit canal cela occasionnera un certain nombre d'impact sur l'environnement.

Les principaux impacts environnementaux positifs sont :

- Amélioration du cadre de vie des populations de la zone du projet;
- Amélioration de la résilience de la ville face aux effets du changement climatique grâce à un meilleur drainage des eaux de surface dans le bassin versant de Nabouli;
- La valorisation et la réutilisation des déchets organiques et plastiques;
- La réduction de l'érosion hydrique à l'origine de l'ensablement et de l'envasement des principales retenues d'eau de la ville ;
- La réduction de la prévalence des maladies d'origine hydrique;

Les principaux impacts environnement négatifs concernant :

- L'abattage d'environ 2550 pieds d'arbres;
- La perturbation temporaire de la circulation et de la mobilité dans certaines parties du canal;
- La pollution atmosphérique, les nuisances sonores et olfactives lors des travaux ;
- Les risques de pollution des eaux et des sols liés à la mauvaise gestion des déchets du chantier ;
- Les risques d'accident et d'incendie ;
- Les émissions des gaz à effet de serre.

Les mesures d'atténuation par rapport à ces impacts négatifs sont :

- La plantation de plusieurs arbres le long du canal et autour ;
- La soumission par les entreprises avant le début des travaux d'un plan de protection de l'environnement site et un plan d'assurance qualité environnementale pour la gestion environnementale et sociale des chantiers conformément aux cahiers des clauses environnementales et social;
- Le suivi de qualité des eaux souterraines ;
- Le curage périodique du canal;
- Identifier les personnes vulnérables ou études socioéconomiques;
- Identifier les sites de réinstallation des populations;
- Elabore un processus de gestion des conflits et plaintes;
- Informer les personnes affectées par le projet;
- Contrôle technique des engins présents sur le chantier pour réduire la pollution atmosphérique.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

En définitif nous retiendrons que l'étude de l'aménagement de l'amont du canal Mogho Naaba de la ville de Ouagadougou nous a permis de mieux comprendre les difficultés et les enjeux de l'assainissement dans les villes africaines et de mieux appréhender ceux de Ouagadougou. En effet son système d'évacuation des eaux pluviales est dans un état précaire et alarmant. A travers ce projet et la politique du gouvernement cela contribuera un tant soit peu à une amélioration des secteurs à risque et vulnérables de la ville. Lors de la phase d'étude et des investigations sur le terrain cela a laissé voir les insuffisances du canal naturel en terre et des ouvrages de franchissement existants. Il a tété pris comme décisions de dégager une certaine distance pour l'emprise du canal et une distance de sécurité.

Ainsi après l'étude de l'APD et ces données collectées sur le terrain, pour réaliser ce canal. Les ouvrages existants devrons être réfectionnés et d'autres seront aménagés. Ainsi, pour le réseau d'assainissement pluvial qui est de 4100m les sections retenues sont:

Pour les tronçons Pk0-Pk280 (6.0x1.0) m² ; Pk660-Pk1840 (10.0x1.40) m² ; Pk1840-Pk2025 (12x1.50) m² ; Pk2025-Pk3025 (15x1.60) m², Pk3025-Pk4104 (20x1.80) m².

Après le dimensionnement des sections nous nous sommes penchés sur l'étude des singularités à la fin de chaque tronçon. Le régime d'écoulement est torrentiel car les charges sont très grandes ainsi que les vitesses qui pourront dégrader le canal à long terme et des débordements des eaux à évacuer. D'où nous avons fait varier les sections obtenues dans l'APD, tout en restant dans les mesures de sécurité pour la profondeur d'eau convenable. Ils auront tous une revanche de 0.25m.

En ce qui concerne le tronçon Pk280-Pk660, il avait été proposé un barrage pour écrêter la crue des eaux en amont mais vu l'occupation du sol, il a été adopté de mettre en place un bassin de rétention de capacité 275.000 m^3. Ce dernier après l'étude du laminage de crue de 10 et 50, il pourra fonctionner correctement.

D'autre part, la dernière section est plus grande que celle du canal aménagé car nous avons (20*1.80) m² contre (6x2.10) m². Ce dernier sera considéré comme un bassin de rétention et à la fin on mettra un ouvrage pour réguler la lame d'eau et l'emprise sera dégagée pour sa mise en place tout en tenant compte des mesures environnementales.

Par ailleurs, il faudra mettre en place une structure autonome qui pourra assurer le suivi, le contrôle et le curage du canal et assure le bon fonctionnement des ouvrages et la sensibilisation des populations sur les bonnes pratiques en matière d'entretien.

Les recommandations sont les suivantes pour le bon fonctionnement de réseau d'assainissement :

- Il faudra mettre en place un structure capable de collecter des impôts sur les personnes qui développent des activités autour du marigot pour assure son curage.

- L'entreprise qui a réalisé les travaux devra mettre à disposition de matériel et des engins en location pour assurer les travaux de maintenance et de curage.

- L'acceptation de l'assainissement et du drainage des eaux pluviales comme une conséquence directe d'atténuation des maladies hydriques, de résolution des problèmes d'inondation et de lutte contre certains types de pollution.

- L'interdiction formelle à toutes collectivités, individus, organisme ou structures privés de transférer ses propres déchets liquides ou solides dans les bassins de retenus et le canal.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ADJOUNINHIN Dègla Sébastien Charles. (2014-2015). Evaluation de la capacité dedrainage des eaux pluviales du marigot Mogho Naaba : cartographie des zones inondables – Mémoire de fin d'étude de Master en IRH.

Actualité locales FOCUS. (mercredi 1er aout 2012). Pluie diluvienne à Ouagadougou : On a frôlé le pire.

AKOSSI Oreste Santoni. (2010-2011). Optimisation des conditions des eaux pluviales du carrefour de l'indenie a la baie de cocody – Mémoire de fin d'étude Master spécialisé GSE. 2iE.

Antoine ATIOU. (2014) Dossier d'appel d'offres international (DAOI) pour les travaux d'aménagements du marigot Mogho Naaba et son affluent de Goughin Sud du Premier sous projet d'assainissement des quartiers périphériques de Ouagadougou SPAQPO.

Conseil des Ministres. (4 juillet 2007). Politique et stratégie nationales d'assainissement.

Cristophe le jallé. (Décembre 2013). La gestion des eaux pluviales (GEP) en milieu urbain dans les pays en développement.

COGEB International. (2016). Travaux d'aménagement de l'amont du canal Mogho Naaba.

Dieudonné OUEDRAOGO. (2013-2014). Etude de drainage des eaux pluviales du site de Basséko. Mémoire de fin d'étude de Master en EA.

François Noël CRES. (Septembre 2001). Hydrologie urbaine quantitative –assainissement pluvial- .

FOND AFRICAIN DE DEVELOPPEMENT (DEPARTEMENT OWAS). (Septembre 2013). PREMIER SOUS-PROJET D'ASSAINISSEMENT DES QUARTIER DE OUAGADOUGOU.

Groupement de bureaux d'étude EMERGENCE Ingénieur/CETIS. (janvier 2010). Rapport d'avant-projet détaillé APD.

Jean-Baptiste Ouédraogo. (2011).VULNERABILITE SOCIALE A OUAGADOUGOU

Mar, A. L. (2004). Cours d'Hydraulique T2 – Ecoulement à surface libre. Ouagadougou : EIER/ETSHER.

M.DESBORDES, C. BOUVIER. (Septembre 1990). Assainissement pluvial en Afrique de l'Ouest.

Ministère de l'environnement et de l'eau. (Mai 2001). Plan stratégique d'assainissement de la ville de Ouagadougou (SPAO).

ANNEXE

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I : DONNEES DE PRESENTATION DU PROJET

ANNEXE II : DONNEES PLUVIOMETRIQUES

ANNEXE III : DELIMITATION DES SOUS BASSINS VERSANTS

ANNEXE IV : CALCULS HYDRLOGIQUES

ANNEXE V : CALCULS HYDRAULIQUES

ANNEXE VI : PLANS

ANNEXE I : DONNEES DE PRESENTATION DU PROJET

Données d'évaluation du coût du projet

AMENAGEMENT DU CANAL		OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT	
Déguerpissement d'emprises	18 HA	Fouille pour ouvrage	230 m3
Déblais du terrain	421 850 m3	Remblais compacté de bloc technique	86 m3
Remblais provenant de produit du déblai	46 000 m3	Béton de propreté	48 m3
Remblais de matériaux d'emprunt	26 000 m3	Béton armé	471 m3
Lit de pose en graviers calibrés	10 000 m3	Perrés maçonnés de protection de remblais	153 m2
Lit de pose des perrés secs	760 m3	Garde-corps	251 ml
Perrés secs pour parois en talus	7 500 m3	Support et fixation pour réseau divers	111 ml
Perrés maçonnés pour parois en talus	50 m2	Béton cyclopéen sous semelle	18 m3
Béton armé	14 350 m3	Joint de dilation tablier	20 ml
couche de couronnement	600 m3	VOIRIES	
Maçonnerie	700 m3	Préparation de la plateforme	149 500 m2
Graviers calibrés	5 m3	couche de base	23 300 m3
Déplacement de réseau d'eau	1 550 ml	Couche de roulement	23 300 m3
Déplacement de réseau d'électricité	225 ml	Panneau de signalisation	148 u
Déplacement de réseau de télécommunication	360 ml	AMENAGEMENT URBANISTIQUE	
Béton de propreté	26 m3	Plantation d'arbres	1 700 u
AMENAGEMENT DES AFFLUENTS		ECLAIRAGE	
Déguerpissement d'emprises	2 ha	Connexion au réseau HT avec descente	3 u
Déblais soignés	9 700 m3	coffret	3 u
Remblais de matériaux d'emprunt	1 400 m3	Liaison coffret	3 u
Béton de propreté dosé a 150Kg/m3	250 m3	Câbles 4*16mm	13 000 ml
Béton armé dosé à 250Kg/m3	150 m3	Candélabre à une crosse	150 u
Béton armé dosé à 350Kg/m3	3 400 m3	Candélabre à double crosse	110 u
Démolition d'ouvrages existant	1 F	PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL	
Fouille en terrain	22 000 m3	Remise en état d'emprunt	1 F
Lit de pose de graviers	1 160 m3	Appuis aux mesures de sécurité et d'hygiène	12 mois
Lit de pose de sable	198 m3	Renforcement de capacité et sensibilisation	1 F
Maçonnerie de moellons	760 m2	Mise en œuvre du PGES	1 F
Fossés maçonnés de garde	1 780 ml		
Fourniture et pose de barbacanes	500 u		
Curage de caniveaux existants	830 ml		

Cout du Projet

Désignation	Structure
OBJET	TRAVAUX D'AMENAGEMENT DU MARIGOT DU MOGHO NAABA ET SON AFFLUENT GOUNGHIN SUD
	MARCHE N°:
FINANCEMENT	DON FAD N 2100155025919
Maitre d'Ouvrage	MAIRIE DE OUAGADOUGOU
Maitre d'Ouvrage délégué	Direction Générale des SERVICES TECHNIQUES MUNICIPAUX
MAITRE D'ŒUVRE	BUREAUX DE LA CELLULE DE GESTION DES PROJETS COMMUNAUX (CEGEPCO)
Chef de projet	La Coordination du Deuxième Programme Sectoriel des Transports (PST-2)
MAITRE D'ŒUVRE DELEGUE	Bureau d'études chargé du contrôle des travaux
ENTREPRISE	COGEB International SA
CONCILIATEUR	Monsieur IDOSSOU Tchona
MONTANT DU MARCHE	6 992 445 641 F CFA
DELAI D'EXECUTION	DIX-Huit (18) mois

Aperçu du projet

Récapitulatif des ouvrages de franchissement existants et à réaliser

Exutoires	**Points kilométriques à l'entrée**	**Ecart TN Projet à l'entrée**	**Largeur projetée du canal**	**Sections à l'écoulement**	**Observations**
Pont avenue *LIWAGA*	*P1* 0+000	3,79	6	3x2x1,2	*Dalot existant en début de projet*
Passerelle rue de la FAO	*P38* 00+675	2,39	10	15 m	Ouvrage à construire
Dalot rue *WARBA* Banque mondiale	*P54* 1+015,96	0,98	10	3x3, 3x2, 1	Dalot existant
Passerelle Rue 16.276	*P79* 1+344,32	0,00	10	#15 m	Ouvrage à construire
Boulevard des*TANSOABA(Pont Kupélé)*	*P123*1+833,36	1,52	10	3 x 4 x 2, 25	Ouvrage existant
Dalot rue 17.18 & 16.63	*P163* 2+425	1,4	15	3x4x2, 5	Ouvrage à construire
Pont rue RATAG RIMA	*P193* 3+055,17	2,03	20	4 x 4, 5x 2, 1	Ouvrage existant
Passerelle rue SOR NABA	*P208* 3+325	1,51	20	20 m	Ouvrage à construire
Dalot rue 7.38	*P230* 3+725	1,26	20	5 x4 x 2, 5	Ouvrage à construire
Amont rue Mouni Mouni *(Passerelle)*	*P243* 4+019,43	1,23	20	20 m	Ouvrage à

ANNEXE II : DONNES PLUVIOMETRIQUES

Paramètres climatiques de Ouagadougou

Mois	Vent (m/s)	Insolation (h)	T° mini (°C)	T° Maxi (°C)	HU MIN (%)	HU MAX (%)	Evapo bac mm
Janvier	2.22	9.25	16.42	33.0	12.24	43.67	257.62
Février	2.23	9.26	19.06	35.9	10.15	39.33	276.82
Mars	2.24	8.54	23.48	38.4	12.91	41.76	338.15
Avri	2.38	8.38	26.45	39.3	20.69	57.58	327.48
Mai	2.71	8.86	26.09	37.7	31.97	74.06	314.52
Juin	2.72	8.77	24.14	34.7	43.65	84.09	254.27
Juillet	2.32	7.72	22.79	32.1	53.42	91.50	207.04
Août	1.92	6.98	22.20	31.1	58.39	94.69	172.12
Septembre	1.77	7.78	22.37	32.5	53.48	93.29	173.70
Octobre	1.79	8.78	23.01	35.6	34.88	82.81	219.34
Novembre	1.62	9.51	19.59	35.9	17.22	62.63	235.13
Décembre	2.02	9.22	16.92	33.6	14.16	50.16	240.04

Pluies maximales journalières (mm) de la station aéroport Ouagadougou 1980-2015

Année	Date	quantité (mm)
1980	24-août	45,7
1981	22-juil.	61,5
1982	14-avr	37,1
1983	30-juil.	63,3
1984	24-juil.	42,8
1985	2-sept.	50,4
1986	10-août	47,2
1987	6-juin	75,6
1988	5-juil.	64,2
1989	8-juil.	74,9
1990	30-mai	55,0
1991	20-mai	105,2
1992	31-juil.	53,9
1993	22-juil.	54,0
1994	4-août	58,2
1995	23-août	73,1
1996	10-sept.	70,3
1997	28-mars	45,2
1998	3-août	72,4
1999	31-juil.	66,0
2000	25-juin	58,6
2001	20-août	49,8
2002	25-août	58,1
2003	29-juin	62,1
2004	27-juil.	55,1
2005	10-juil.	75,7
2006	20-juil.	51,5
2007	26-août	116,7
2008	2-sept.	58,4
2009	1-sept.	261,3
2010	28-juil.	70,4
2011	18-juil.	43,8
2012	24-juil.	67,8
2013	30-sept.	67,3
2014	19-août	57,2
2015	24-juin	67,0

Pluviométrie (mm) pour Ouagadougou aéroport

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	TOTAL
1980	0,0	0,0	0,0	13,2	29,2	103,4	134,6	205,7	66,2	40,9	0,0	0,0	**593,2**
1981	0,0	0,0	0,0	30,6	88,3	80	198,1	211,8	103,7	1,1	0,0	0,0	**713,6**
1982	0,0	0,1	31	45	111,2	83,5	105,8	139,4	73,3	45,4	0,0	0,0	**634,7**
1983	0,0	0,0	0,0	0,9	45,4	110,7	191,6	205	109,3	11,7	0	0	**674,6**
1984	0,0	0,0	20,9	14,6	67,0	59,4	167,2	122,3	103,7	14,3	2,0	0,0	**571,4**
1985	0,0	0,0	0,0	5,3	87,0	83,3	177,0	154,8	163,0	3,5	0,0	0,0	**673,9**
1986	0,0	0,0	4,1	10,4	84,5	130,3	160,6	197,8	165,4	40,6	0,3	0,0	**794,0**
1987	0,0	0,0	13,3	0,0	67,0	163,8	148,3	221,9	131,2	39,0	0,0	0,0	**784,5**
1988	0,0	0,0	0,0	79,9	68,8	65,6	161,9	263,8	88,7	6,2	0,0	0,0	**734,9**
1989	0,0	0,0	5,5	0,0	35,7	55,3	233,5	305,3	112,4	48,4	0,0	1,7	**797,8**
1990	0,0	0,0	0,0	15,3	112,3	81,9	162,2	196,6	103,8	3,8	0,0	0,0	**675,9**
1991	0,0	0,0	0,4	65,8	235,3	95,1	158,1	248,7	47,9	49,4	0,0	0,0	**900,7**
1992	0,0	0,0	0,0	51,9	12,9	79,4	246,7	244,7	51,0	4,9	7,2	0,0	**698,7**
1993	0,0	0,0	9,4	25,7	8,4	128,8	226,2	195,8	97,8	58,5	0,0	0,0	**750,6**
1994	0,0	0,0	1,7	1,0	14,2	108,4	130,5	296,3	110,8	64,9	0,0	0,0	**727,8**
1995	0,0	0,0	0,0	9,6	50,3	114,3	118,3	258,2	136,0	13,1	0,4	0,0	**700,2**
1996	0,0	0,0	0,0	22,6	45,8	40,1	129,1	193,0	223,9	22,9	0,0	0,0	**677,4**
1997	0,0	0,0	49,2	58,0	51,6	66,4	111,3	155,2	48,0	48,1	0,0	0,0	**587,8**
1998	0,0	0,0	0,0	15,0	65,9	26,7	105,2	208,0	195,3	52,2	0,0	0,0	**668,3**
1999	0,0	0,0	0,7	17,0	53,9	74,7	240,7	235,7	168,6	8,9	0,0	0,0	**800,2**
2000	0,0	0,0	0,0	16,4	78,7	138,6	152,6	117,7	24,3	65,8	0,0	0,0	**594,1**
2001	0,0	0,0	0,0	0,0	70,9	26,3	183,9	208,4	114,5	14,7	0,0	0,0	**618,7**
2002	0,0	0,0	0,0	7,0	39,8	38,2	169,7	179,3	182,8	39,4	0,0	0,0	**656,2**
2003	0,0	2,4	21,9	23,9	69,1	163,8	181,8	170,3	161,3	53,2	0,0	0,0	**847,7**
2004	0,0	0,0	0,0	54,4	42,5	27,9	245,6	194,4	181,1	16,3	9,8	0,0	**772,0**
2005	0,0	0,0	0,5	29,1	50,2	82,3	250,6	282,0	123,3	21,9	0,0	0,0	**839,9**
2006	0,0	0,0	0,0	5,7	13,3	66,4	168,0	202,3	108,8	32,3	0,0	0,0	**596,8**
2007	0,0	0,0	0,0	85,7	42,7	33,2	114,3	299,2	137,7	0,3	0,1	0,0	**713,2**
2008	0,0	0,0	4,4	0,0	60,9	90,0	247,0	205,8	131,3	28,0	0,0	0,0	**767,4**
2009	0,0	0,0	0,3	13,0	41,7	140,7	168,4	197,6	329,6	32,3	0,0	0,0	**923,6**
2010	0,0	0,0	0,0	50,9	67,6	104,1	235,1	246,9	87,2	47,2	0,0	0,0	**839,0**
2011	0,0	0,0	0,8	25,3	33,9	120,8	223,8	181,0	88,1	15,7	0,0	0,0	**689,4**
2012	0,0	0,0	0,0	13,7	73,8	67,9	368,0	239,7	234,8	4,8	0,0	0,3	**1003,0**
2013	0,0	0,0	10,1	36,4	73,0	38,3	182,0	268,6	165,0	21,9	0,0	0,0	**795,3**
2014	3,4	0,0	0,0	17,9	79,1	95,4	177,2	222,7	212,7	35,5	0,0	0,0	**843,9**
2015	0,0	0,1	8,5	0,0	29,4	108,9	257,5	309,2	158,2	26,8	0,0	0,0	**898,6**
MOY(35 ANS)	3,4	2,6	182,7	861,2	2201,3	3093,9	6632,4	7785,1	4740,7	1033,9	19,8	2,0	**737,8**

Station de OUAGADOUGOU Aéroport - Evapotranspiration potentielle (mm)

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	TOTAL
1980	195,3	199,6	225,9	191,2	189,2	124,0	118,8	109,8	142,3	186,5	181,8	199,3	**2063,7**
1981	187,2	*	195,1	185,9	*	172,3	147,7	145,0	151,4	*	197,9	191,1	**1573,6**
1982	195,5	*	184,3	203,2	191,2	168,5	*	135,3	150,1	168,3	175,5	183,4	**1755,3**
1983	187,9	*	189,5	197,1	204,6	162,4	157,8	*	*	167,0	155,5	153,9	**1575,7**
1984	193,0	191,4	218,2	207,8	170,7	126,9	126,9	131,0	135,7	175,6	184,6	188,9	**2050,7**
1985	171,7	179,7	191,5	186,1	204,7	181,3	144,6	146,0	140,0	171,2	164,6	172,2	**2053,6**
1986	169,1	179,7	183,0	206,6	185,9	171,5	143,8	138,2	132,9	171,2	154,9	173,8	**2010,6**
1987	172,5	177,7	187,8	204,7	206,5	168,2	155,5	140,1	147,4	156,7	155,7	160,4	**2033,2**
1988	156,7	168,2	178,2	174,5	192,8	173,1	139,1	132,7	136,1	168,1	154,8	168,0	**1942,3**
1989	171,7	178,9	174,4	192,6	196,6	173,1	153,0	129,3	141,8	156,8	169,6	163,6	**2001,3**
1990	165,6	181,7	212,2	183,3	198,9	163,1	152,0	138,3	145,3	173,2	164,2	165,7	**2043,5**
1991	186,3	154,6	185,0	182,9	159,3	158,3	150,7	132,9	150,6	162,1	160,1	177,5	**1960,3**
1992	174,0	182,5	185,5	179,8	194,1	169,5	150,5	124,4	144,1	161,1	156,4	158,8	**1980,7**
1993	163,7	153,6	170,5	169,3	198,4	163,0	148,1	141,0	143,4	167,9	150,7	171,7	**1941,3**
1994	171,1	165,3	177,0	181,8	196,1	164,3	153,4	124,8	138,3	153,3	158,7	187,4	**1971,5**
1995	172,6	161,9	201,7	187,5	193,7	177,8	150,7	137,1	147,0	171,4	170,6	181,2	**2053,2**
1996	178,0	177,3	192,4	177,1	202,6	176,8	166,3	147,7	138,8	174,0	174,5	175,5	**2081,0**
1997	186,1	196,9	203,1	178,4	195,5	168,3	163,4	144,5	149,6	175,3	161,4	173,8	**2096,3**
1998	178,7	181,7	214,1	194,4	192,1	167,2	151,9	134,9	138,2	173,0	172,0	177,1	**2075,3**
1999	192,2	168,8	213,6	201,7	207,9	190,0	145,2	125,1	127,7	166,3	170,9	180,4	**2089,8**
2000	183,3	189,8	202,5	172,2	175,5	173,0	139,2	137,2	161,5	168,8	172,6	173,0	**2048,6**
2001	181,9	186,1	205,7	206,7	202,2	173,4	153,7	141,5	143,1	174,0	174,0	186,4	**2128,7**
2002	193,7	179,2	196,7	188,6	200,8	182,8	162,8	143,4	150,2	167,7	172,2	185,9	**2124,0**
2003	178,6	172,6	205,2	206,6	205,7	154,5	155,0	142,4	139,5	178,7	172,0	184,4	**2095,2**
2004	185,7	179,7	205,2	186,5	195,2	178,7	146,5	145,1	146,9	184,0	173,6	180,3	**2107,4**
2005	184,6	179,7	195,8	198,6	199,3	169,9	147,9	134,9	147,3	173,7	158,3	168,1	**2058,1**
2006	169,9	169,0	209,7	195,5	202,3	221,0	163,2	140,2	144,4	166,1	179,8	183,8	**2144,9**
2007	199,8	188,1	217,9	182,1	192,4	187,7	160,1	135,4	145,2	183,2	184,1	190,4	**2166,4**
2008	191,2	204,6	215,9	206,0	198,5	172,7	148,8	140,9	139,7	174,5	177,8	189,5	**2160,1**
2009	175,8	181,2	207,1	194,7	207,8	172,6	159,5	145,5	147,8	181,6	181,7	187,6	**2142,9**
2010	192,4	189,6	206,2	191,9	194,3	162,8	150,6	142,4	144,4	164,0	168,3	167,7	**2074,6**
2011	180,2	162,6	209,7	214,6	203,8	174,6	156,9	139,9	150,5	174,0	171,7	188,4	**2126,9**
2012	196,2	196,1	224,9	201,3	200,8	175,6	146,4	147,9	142,2	179,3	181,0	195,1	**2186,8**
2013	194,4	185,0	214,3	199,8	218,3	193,9	158,3	136,9	151,6	180,2	180,2	192,8	**2205,7**
2014	194,9	195,8	194,6	215,7	201,1	180,0	160,1	145,1	144,7	179,7	172,2	191,7	**2175,6**
MOY(34 ANS)	**182,0**	**180,0**	**199,8**	**192,8**	**196,4**	**171,2**	**150,8**	**137,6**	**144,1**	**171,4**	**170,1**	**179,1**	**2037,1**

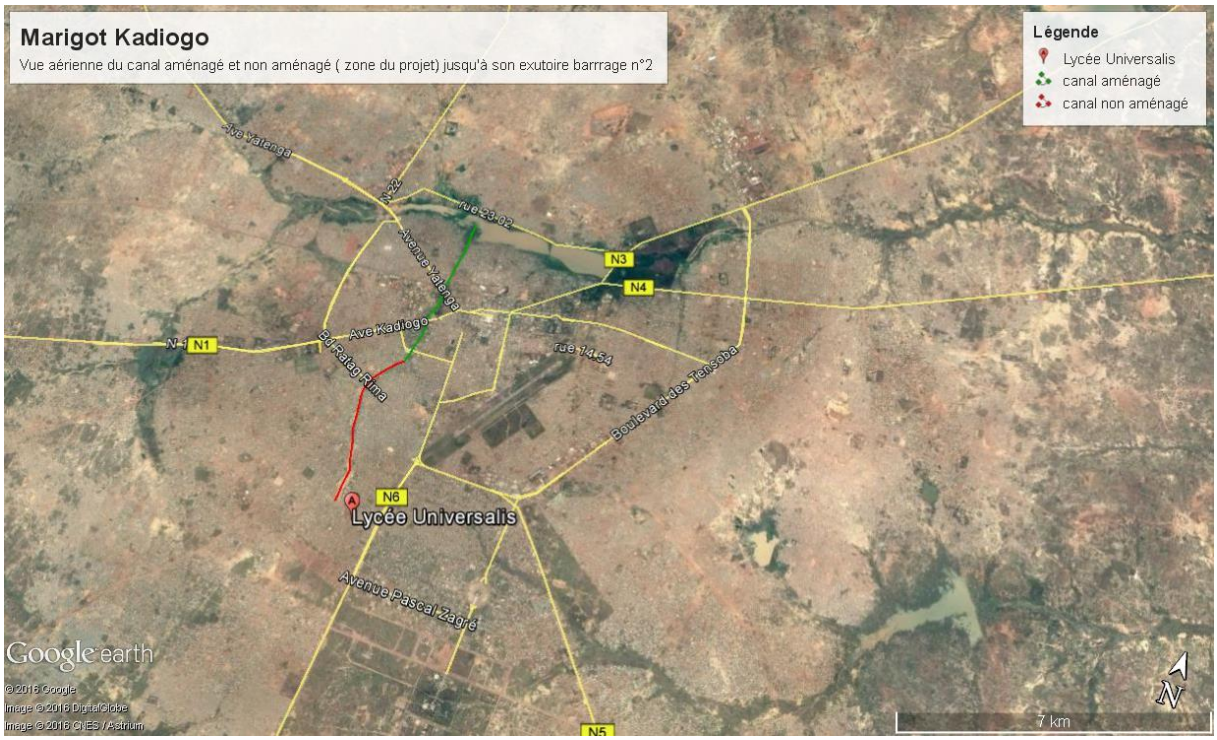
Evaporation bac, (mm) pour Ouagadougou aéroport

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	TOTAL
1980	*	303,0	378,0	*	*	234,0	219,0	*	203,0	*	*	244,0	**1581,0**
1981	262,0	306,0	336,0	319,0	285,0	277,0	186,0	173,0	179,0	232,0	253,0	238,0	**3046,0**
1982	253,0	249,0	296,0	301,0	273,0	223,0	206,0	156,0	191,0	209,0	236,0	233,0	**2826,0**
1983	280,0	281,0	347,0	339,0	315,0	231,0	*	*	*	247,0	245,0	228,0	**2513,0**
1984	237,6	271,3	308,1	323,9	302,5	246,1	232,8	210,8	176,7	204,4	226,3	229,7	**2970,2**
1985	262,4	284,4	324,3	334,3	331,5	296,9	210,8	197,4	177,6	227,9	241,1	259,6	**3148,2**
1986	249,2	263,9	318,8	353,2	310,1	273,0	181,2	168,1	163,2	226,6	208,6	240,5	**2956,4**
1987	235,6	261,5	311,5	357,0	365,6	252,6	226,1	176,0	167,9	201,8	230,8	236,7	**3023,1**
1988	231,1	274,9	349,5	286,5	309,0	222,7	168,3	161,3	162,3	227,4	215,6	232,2	**2840,8**
1989	262,6	267,6	293,6	332,2	355,2	274,5	199,2	160,0	179,5	189,0	240,8	227,4	**2981,6**
1990	234,4	272,6	371,5	314,8	319,1	232,0	192,0	165,6	185,7	243,7	241,6	235,6	**3008,6**
1991	270,6	255,1	323,1	306,9	224,9	212,2	187,6	161,9	195,9	220,2	226,3	238,5	**2823,2**
1992	246,8	302,1	333,4	347,8	299,1	254,0	224,5	173,7	184,4	228,0	226,4	250,0	**3070,2**
1993	268,1	281,6	365,0	350,7	376,9	265,2	210,5	183,4	168,4	224,6	206,8	240,9	**3142,1**
1994	252,4	245,2	296,2	316,4	286,1	252,6	191,2	143,8	157,7	163,3	207,0	243,4	**2755,3**
1995	250,6	283,1	355,5	315,5	317,0	268,3	205,0	186,0	178,5	218,3	245,0	251,3	**3074,1**
1996	271,6	280,0	355,1	306,6	328,1	249,0	231,7	180,0	177,4	229,4	241,1	247,7	**3097,7**
1997	263,6	277,8	338,1	282,1	299,2	241,1	232,8	177,3	181,7	241,9	248,0	252,7	**3036,3**
1998	255,6	296,7	370,5	352,7	300,2	261,8	212,8	164,5	175,2	227,1	254,9	243,1	**3115,1**
1999	259,5	253,2	367,0	361,9	332,6	315,8	210,0	152,5	147,3	217,2	242,9	246,1	**3106,0**
2000	276,9	324,6	386,2	358,8	320,5	265,0	188,7	173,9	198,4	228,2	255,0	261,3	**3237,5**
2001	277,5	315,8	367,2	369,1	328,0	249,9	221,2	174,6	176,9	241,3	258,3	284,0	**3263,8**
2002	315,0	295,7	356,7	337,6	333,3	273,3	231,5	184,5	197,6	211,8	256,4	285,9	**3279,3**
2003	279,0	278,1	356,5	331,4	324,2	202,4	197,9	155,5	153,9	197,3	224,4	248,6	**2949,2**
2004	256,9	295,7	346,6	309,3	301,9	262,6	197,0	170,7	173,1	225,0	253,3	259,4	**3051,5**
2005	286,5	316,5	348,0	313,6	312,2	241,9	202,1	169,8	158,6	215,1	234,3	264,6	**3063,2**
2006	259,5	276,6	361,1	337,9	309,7	269,0	224,2	152,0	168,1	198,3	265,7	251,3	**3073,4**
2007	279,3	274,2	347,4	294,0	295,3	268,9	191,0	165,6	134,9	234,5	226,2	246,3	**2957,6**
2008	247,5	285,9	337,7	342,1	290,6	233,8	182,9	161,0	141,6	213,7	223,8	252,7	**2913,3**
2009	246,9	265,9	339,2	322,3	310,2	262,7	210,1	166,3	165,4	221,1	222,7	240,2	**2973,0**
2010	246,5	274,1	332,3	298,8	279,3	199,9	188,2	165,1	147,7	179,3	204,9	219,8	**2735,9**
2011	229,2	251,7	343,3	346,3	294,8	229,9	181,8	161,3	178,4	221,6	247,2	249,5	**2935,0**
2012	257,1	279,0	347,3	308,8	316,8	246,0	183,7	141,2	146,4	192,7	213,9	227,2	**2860,1**
2013	251,0	249,5	312,2	303,8	314,6	274,9	181,4	126,8	162,5	192,3	222,5	238,5	**2830,0**
2014	238,7	257,8	303,7	328,5	274,3	227,0	183,4	142,6	154,1	181,7	193,0	238,5	**2723,3**
2015	259,2	251,3	313,8	333,7	326,2	257,6	192,7	124,9	136,8	183,1	223,0	232,1	**2834,4**
MOY(35 ans)	**258,7**	**285,8**	**349,6**	**326,8**	**310,3**	**258,5**	**202,4**	**160,8**	**169,9**	**214,7**	**233,2**	**252,0**	**3022,7**

ANNEXE III : DELIMITATION DES SOUS BASSINS VERSANTS

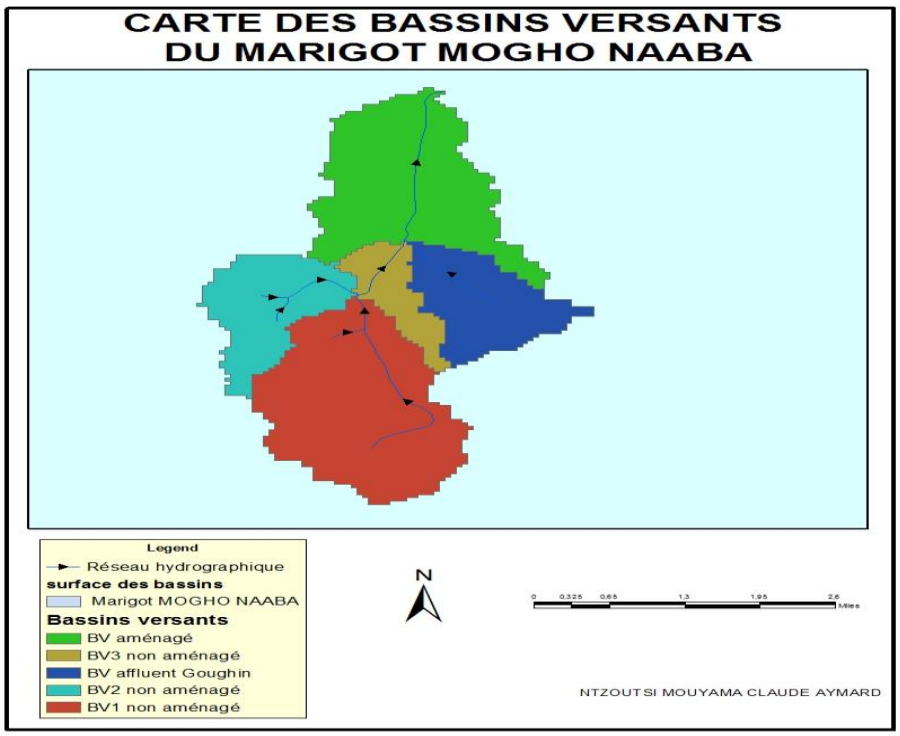
Vue aérienne du tracé du canal aménagé et non aménagé

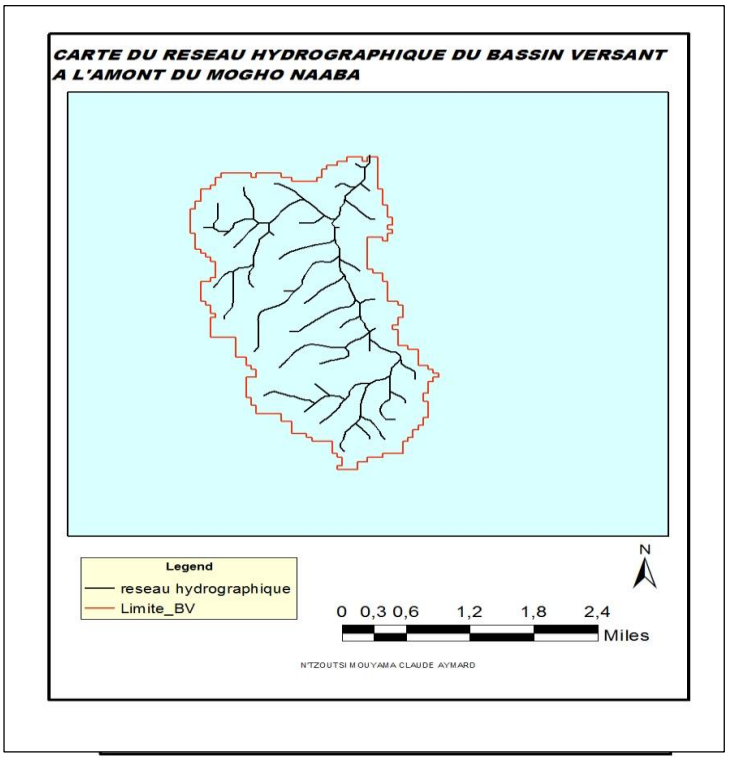
Nous avons d'abord tracé le profil du canal avec le logiciel Google Earth. Nous pouvons ainsi observer le canal aménagé en trait vert et celui non aménagé en vert.

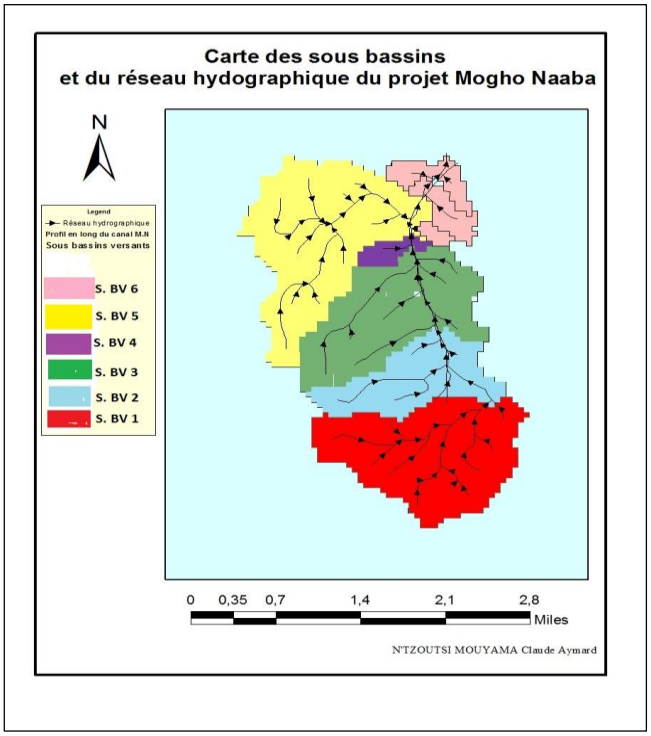


Puis nous avons placé des exutoires à chaque ouvrage de franchissement localisé sur le profil en long.

Ensuite, nous avons ouvert le logiciel Global Mapper et appelé le tracé du profil grâce au fichier KMZ en registré avec Google Earth.




CARTE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT
A L'AMONT DU MOGHO NAABA
Legend
reseau hydrographique
Limite_BV
N
0 0,3 0,6 1,2 1,8 2,4
Miles
N'TZOUTSI MOUYAMA CLAUDE AYMARD


Carte des sous bassins
et du réseau hydographique du projet Mogho Naaba
N
Legend
Réseau hydrographique
Profil en long du canal M.N
Sous bassins versants
S. BV 6
S. BV 5
S. BV 4
S. BV 3
S. BV 2
S. BV 1
0 0,35 0,7 1,4 2,1 2,8
Miles
N'TZOUTSI MOUYAMA Claude Aymard

ANNEXE IV : CALCULS HYDROLOGIQUES

Ajustement de l'échantillon

Année	*Pjmax*	i	F*(xi)	ui
1982	37,1	1	0,0278	-1,28
1984	42,8	2	0,0556	-1,06
2011	43,8	3	0,0833	-0,91
1997	45,2	4	0,1111	-0,79
1980	45,7	5	0,1389	-0,68
1986	47,2	6	0,1667	-0,58
2001	49,8	7	0,1944	-0,49
1985	50,4	8	0,2222	-0,41
2006	51,5	9	0,2500	-0,33
1992	53,9	10	0,2778	-0,25
1993	54,0	11	0,3056	-0,17
1990	55,0	12	0,3333	-0,09
2004	55,1	13	0,3611	-0,02
2014	57,2	14	0,3889	0,06
2002	58,1	15	0,4167	0,13
1994	58,2	16	0,4444	0,21
2008	58,4	17	0,4722	0,29
2000	58,6	18	0,5000	0,37
1981	61,5	19	0,5278	0,45
2003	62,1	20	0,5556	0,53
1983	63,3	21	0,5833	0,62
1988	64,2	22	0,6111	0,71
1999	66,0	23	0,6389	0,80
2015	67,0	24	0,6667	0,90
2013	67,3	25	0,6944	1,01
2012	67,8	26	0,7222	1,12
1996	70,3	27	0,7500	1,25
2010	70,4	28	0,7778	1,38
1998	72,4	29	0,8056	1,53
1995	73,1	30	0,8333	1,70
1989	74,9	31	0,8611	1,90
1987	75,6	32	0,8889	2,14
2005	75,7	33	0,9167	2,44
1991	105,2	34	0,9444	2,86
2007	116,7	35	0,9722	3,57

Représentation de l'Intervalle de confiance à 95% alpha = 95%, k =1.96

F(xi)	ui	xo + u x s	β[F(xi)]	ksF/(n)^0.5	xmini	xmaxi
0,05	-1,10	39,0	1,46	6,7	32,3	45,7
0,1	-0,83	42,7	1,3	6,0	36,7	48,7
0,2	-0,48	47,8	1,24	5,7	42,1	53,5
0,5	0,37	59,7	1,44	6,6	53,0	66,3
0,7	1,03	69,1	1,84	8,5	60,6	77,6
0,8	1,50	75,7	2,24	10,3	65,4	86,0
0,9	2,25	86,3	3,16	14,6	71,7	100,9
0,95	2,97	96,5	4,46	20,6	75,9	117,1
0,98	3,90	109,6	7,08	32,7	77,0	142,3

Pluie maximale décennale en année humide

T	10
Fnd	0,9
u_{10}	2,25
P_{10} [mm]	**86,31**
t(95%;35)	2,030
A(f;35)	2,295
Ecartype	12,57

Pluie maximale cinquantennale en année humide

T	50
Fnd	0,98
u_{50}	3,90
P_{50} [mm]	**109,64**
t(95%;35)	2,030
A(f;35)	3,765
Ecartype	20,62

Pluie maximale centennale en année humide

T	100
Fnd	0,99
u_{50}	4,60
P_{50} [mm]	**119,50**
t(95%;35)	2,030
A(f;35)	4,4
Ecartype	24,10

ANNEXE V : CALCULS HYDRAULIQUES

Etablissement d'un hyétogramme double triangle symétrique de Desbordes

Coefficients de Montana à Ouagadougou pour une pluie décennale > à 1 heure.

a	b		P_T [mm]	Tp [min]	H_{TP} [mm]
890	**-0,65**		**89,24**	17	35,28

Paramètres du bassin versant et calcul du Lag-Time (K) et des temps caractéristiques du hyétogramme

A (ha)	I (%)	IMP	L_{hydrau} [km]	Kmoy	t_1 [min]	t_2 [min]	t_3 [min]	T_p [min]	i_1 [mm/h]	i_2 [mm/h]
354,2	1,17	0,5	2,7	33,7	75,8	84,3	168,5	16,9	39,1	244,8

Détermination des équations des droites du hyétoramme

p1	0,52	7E-15	24,69
p2	24,41	-1 812,3	44,62
p3	-24,41	2 301,9	64,55
p4	-0,52	86,8	89,24

Données pour le graphique

t [min]	i [mm/h]
0	0
75,84	39,1
84,27	244,8
92,7	39,1
168,5	0,0

a	b
0,5	0,0
24,4	-1 812,3
-24,4	2 301,9
-0,515	86,815

Hauteur totale précipitée calculée **: H= 89.24 [mm]**

T (mn)	i (mm/mn)	Hp mm	T (mn)	i (mm/mn)	Hp mm	T (mn)	i (mm/mn)	Hp mm
0	0,00000	0,00	84,27	4,07958	44,62	165	0,03033	89,19
5	0,04293	0,11	90	1,74674	61,33	168	0,00457	89,24
10	0,08585	0,43	92,7	0,65111	64,55	170	0,00000	89,25
15	0,12878	0,97	95	0,63130	66,03	175	0,00000	89,25
20	0,17171	1,72	100	0,58838	69,08	180	0,00000	89,25
25	0,21463	2,68	105	0,54545	71,92	185	0,00000	89,25
30	0,25756	3,86	110	0,50252	74,54	190	0,00000	89,25
35	0,30049	5,26	115	0,45960	76,94	195	0,00000	89,25
40	0,34341	6,87	120	0,41667	79,13	200	0,00000	89,25
45	0,38634	8,69	125	0,37374	81,11	205	0,00000	89,25
50	0,42927	10,73	130	0,33082	82,87	210	0,00000	89,25
55	0,47220	12,99	135	0,28789	84,42	215	0,00000	89,25
60	0,51512	15,45	140	0,24496	85,75	220	0,00000	89,25
65	0,55805	18,14	145	0,20204	86,87	225	0,00000	89,25
70	0,60098	21,03	150	0,15911	87,77	230	0,00000	89,25
75,84	0,65111	24,69	155	0,11618	88,46	235	0,00000	89,25
80	2,34381	30,92	160	0,07325	88,93	240	0,00000	89,25

Calculs hydrauliques : méthode rationnelle

Calcul du temps de concentration selon Richards et kirpich														
BV	**S [ha]**	**C**	**Lhydrau [km]**	**I**	**Tc [min] - Kirpich**	**Tc [h]**	**tc [mn]**	**h [mm]**	**R**	**K**	**F_obj**	**Tc [min] retenue**	**i [mm/h]**	**Q [m^3/s]**
1	354,2	0,75	2,7	0,0117	47,3	1,18	70,8	65,9	121,7	0,0113	**1,0000**	61,57	61,14	**45,11**
BV	139	0,75	1,26	0,0151	23,9	0,53	31,8	49,8	143,7	0,0102	**1,0000**	30,35	96,83	**28,04**
1	183,1	0,75	1,6	0,0151	28,7	0,66	39,6	53,8	135,2	0,0106	**1,0000**	36,65	85,66	**32,68**
2,2	30	0,75	0,33	0,0139	8,8	0,16	9,5	32,6	238,4	0,0080	**1,0000**	11,65	180,44	**11,28**
3	611,5	0,75	3,3	0,0139	51,7	1,30	78,2	68,2	120,5	0,0113	**1,0000**	67,47	57,61	**73,39**
4	82,8	0,75	1,1	0,0160	21,0	0,46	27,4	47,2	150,8	0,0099	**1,0000**	26,69	105,26	**18,16**

Dimensionnement des tronçons														
BV	**Tronçon**	**Tceq**	**Aeq [ha]**	**Ceq**	**Ieq**	**I_{ret}**	**i [mm/h]**	**Q [m^3/s]**	**b_{ret} [m]**	**y [m]**	**F_obj**	**U [m/s]**	**Lbief [m]**	**Tr [min]**
1	Pk0 - Pk280	61,57	354,2	0,75	0,0117	0,028	61,14	**45,1**	6	0,749	**1,0000**	8,45	280	0,55
BASSIN DE RETENTION														
1 et 1.1 en série	Pk660-Pk1840	62,12	493,2	0,75	0,0126	0,0044	60,78	**62,5**	10,0	1,170	**1,0000**	4,54	1 180	4,33
1-1.1 et 2	Pk1840-Pk2025	66,45	676,3	0,75	0,0133	0,0044	58,18	**82,0**	12,0	1,239	**1,0000**	4,77	185	0,65
1-1.1-2 et 2.2	PK2025-Pk3025	67,10	706,3	0,75	0,0133	0,0024	57,81	**85,1**	15,0	1,334	**1,0000**	3,75	1 000	4,44
1-1.1-2-2.2 et 3	Pk3025-Pk4104	71,54	1317,8	0,75	0,0135	0,0024	55,45	**152,2**	20,0	1,594	**1,0000**	4,26	1 079	4,22
1-1.1-2-2.2-3 et 4	tronçon_Amné	75,76	1400,6	0,75	0,0138	0,0126	53,43	**155,9**	6,0	1,886	**1,0000**	9,36	500	0,89

Calcul des lignes d'eau par la méthode de Bakhmeteff pour la détermination des hauteurs maximales de chaque bief du canal

Tronçon	Q [m^3/s]	Lbief [m]	bret [m]	y [m]	ym [m]	Fr	Nature_Rég	yc [m]	Hs [m]	H_{SC} [m]	y_0 [m]	Règle de calcul	r [m]	H [m]
Pk0 - Pk280	45,1	280	6,0	0,749	0,647	3,36	Torrentiel	1,56	5,75	2,17		Passage d'un RT à un RT. Le RT amont vient jusqu'à la singularité	0,25	1,00
Pk660-Pk1840	62,5	1 180	10,0	1,170	1,018	1,44	Torrentiel	1,47	2,46	2,09	0,75	Courbe de remous de type S3. y_0 = 0.75 et y_1 = 1.17 [m] et x_0 - x_1 = 425 [m]	0,25	1,40
Pk1840-Pk2025	82,0	185	12,0	1,239	1,092	1,46	Torrentiel	1,57	2,64	2,24	1,17	Courbe de remous de type S3. y_0 = 1.17 et y_1 = 1.23 [m] et x_0 - x_1 = 185 [m]	0,25	1,50
PK2025-Pk3025	85,1	1 000	15,0	1,334	1,193	1,10	Torrentiel	1,41	2,11	2,04	1,23	Courbe de remous de type S3. y_0 = 1.23 et y_1 = 1.33 [m] et x_0 - x_1 = 182 [m]	0,25	1,60
Pk3025-Pk4104	152,2	1 079	20,0	1,594	1,441	1,13	Torrentiel	1,73	2,60	2,50	1,33	Courbe de remous de type S3. y_0 = 1.33 et y_1 = 1.59 [m] et x_0 - x_1 = 386 [m]	0,25	1,80
tronçon_Amné	155,9	500	6,0	1,886	1,428	2,50	Torrentiel	3,14	10,59	4,24	1,59	Courbe de remous de type S3. y_0 = 1.59 et y_1 = 1.88 [m] et x_0 - x_1 = 787 [m]	0,25	2,10

Etude comparative

	APD : Travaux à réaliser ou en cours							Résultats de cette étude						
Tronçon	**Q [m³/s]**	**Iret**	**bret [m]**	**y [m]**	**H [rev]**	**r [m]**	**U [m/s]**	**Q [m³/s]**	**Iret**	**bret [m]**	**y [m]**	**r [m]**	**H [rev]**	**U [m/s]**
Pk0 - Pk280	**49,0**	0,028	6,0	0,79	**1,00**	0,21	8,63	**45,1**	0,0280	6,0	0,75	0,25	**1,00**	8,45
Pk660-Pk1840	**61,4**	0,0044	10,0	1,16	**1,30**	0,14	4,51	**62,5**	0,0044	10,0	1,17	0,25	**1,40**	4,54
Pk1840-Pk2025	**74,2**	0,0044	12,0	1,17	**1,30**	0,13	4,61	**82,0**	0,0044	12,0	1,24	0,25	**1,50**	4,77
PK2025-Pk3025	**83,0**	0,0024	15,0	1,31	**1,40**	0,09	3,74	**85,1**	0,0024	15,0	1,33	0,25	**1,60**	3,75
Pk3025-Pk4104	**135,3**	0,0024	20,0	1,49	**1,60**	0,11	4,08	**152,2**	0,0024	20,0	1,59	0,25	**1,80**	4,26
tronçon_Amné	**137,2**	0,0126	6,0	1,72	**1,50**	-0,22	9,30	**155,9**	0,0126	6,0	1,89	0,25	**2,10**	9,36

Méthode de BOUVIER

On prendra la première section pour illustrer et les paramètres suivants :

A (Ha) = 354.2 Δt (mn) = 5

IMP (%) = 0.5 STOx (mm) = 7

I (m/m) = 0.0117 STO (mm) = 11.9

K (mn) = 33.7 α = 0.0

C = 0.75

C1 = 0.00

C2 = 0.14

C3 = 0.86

$$Q_e(t) = \frac{I_e(t) \times 10 \times S[ha]}{60 \times \Delta t}$$

$$Q_s(t+\Delta t) = C_1 \times Q_e(t) + C_2 \times Q_e(t+\Delta t) + C_3 \times Q_s(t)$$

Tableau de simulation pour l'obtention du débit

	t [mn]	Δt [mn]	ib [mm/mn]	Pb_cumulée [mm]	Pb [mm]	P_0 [mm]	P_1 [mm]	STO init	P_2 [mm]	STO rest	P_3 [mm]	Pn [mm]	Qe [m^3/s]	Qs [m^3/s]
1	0,0		0	0	0	0	0	11,9	0	11,90	0	0	0	0
2	5,0	5,0	0,043	0,11	0,11	0,054	0,05	11,90	0,00	11,85	0,00	0,05	0,63	0,09
3	10,0	5,0	0,086	0,43	0,32	0,161	0,16	11,85	0,00	11,69	0,00	0,16	1,90	0,34
4	15,0	5,0	0,129	0,97	0,54	0,268	0,27	11,69	0,00	11,42	0,00	0,27	3,17	0,73
5	20,0	5,0	0,172	1,72	0,75	0,376	0,38	11,42	0,00	11,04	0,00	0,38	4,43	1,24
6	25,0	5,0	0,215	2,68	0,97	0,483	0,48	11,04	0,00	10,56	0,00	0,48	5,70	1,85
7	30,0	5,0	0,258	3,86	1,18	0,590	0,59	10,56	0,00	9,97	0,00	0,59	6,97	2,56
8	35,0	5,0	0,300	5,26	1,40	0,698	0,70	9,97	0,00	9,27	0,00	0,70	8,24	3,34
9	40,0	5,0	0,343	6,87	1,61	0,805	0,80	9,27	0,00	8,47	0,00	0,80	9,50	4,19
10	45,0	5,0	0,386	8,69	1,82	0,912	0,91	8,47	0,00	7,55	0,00	0,91	10,77	5,10
11	50,0	5,0	0,429	10,73	2,04	1,020	1,02	7,55	0,00	6,53	0,00	1,02	12,04	6,05
12	55,0	5,0	0,472	12,99	2,25	1,127	1,13	6,53	0,00	5,41	0,00	1,13	13,30	7,05
13	60,0	5,0	0,515	15,45	2,47	1,234	1,23	5,41	0,00	4,17	0,00	1,23	14,57	8,09
14	65,0	5,0	0,558	18,14	2,68	1,341	1,34	4,17	0,00	2,83	0,00	1,34	15,84	9,16
15	70,0	5,0	0,601	21,03	2,90	1,449	1,45	2,83	0,00	1,38	0,00	1,45	17,11	10,25
16	75,8	5,8	0,651	24,69	3,66	1,828	1,83	1,38	0,45	0,00	0,33	2,16	21,85	11,85
17	80,0	4,2	2,344	30,92	6,23	3,115	3,11	0,00	3,11	0,00	2,34	5,45	77,35	20,88
18	84,3	4,3	4,080	44,62	13,70	6,851	6,85	0,00	6,85	0,00	5,14	11,99	165,90	40,87
19	90,0	5,7	1,747	61,33	16,70	8,352	8,35	0,00	8,35	0,00	6,26	14,62	150,48	55,98
20	92,7	2,7	0,651	64,55	3,23	1,614	1,61	0,00	1,61	0,00	1,21	2,82	61,93	56,80
21	95,0	2,3	0,631	66,03	1,48	0,740	0,74	0,00	0,74	0,00	0,55	1,29	33,12	53,54
22	100,0	5,0	0,588	69,08	3,05	1,525	1,52	0,00	1,52	0,00	1,14	2,67	31,50	50,50
23	105,0	5,0	0,545	71,92	2,83	1,417	1,42	0,00	1,42	0,00	1,06	2,48	29,28	47,58
24	110,0	5,0	0,503	74,54	2,62	1,310	1,31	0,00	1,31	0,00	0,98	2,29	27,07	44,75
25	115,0	5,0	0,460	76,94	2,41	1,203	1,20	0,00	1,20	0,00	0,90	2,10	24,85	42,00
26	120,0	5,0	0,417	79,13	2,19	1,095	1,10	0,00	1,10	0,00	0,82	1,92	22,63	39,33
27	125,0	5,0	0,374	81,11	1,98	0,988	0,99	0,00	0,99	0,00	0,74	1,73	20,41	36,73
28	130,0	5,0	0,331	82,87	1,76	0,881	0,88	0,00	0,88	0,00	0,66	1,54	18,20	34,17
29	135,0	5,0	0,288	84,42	1,55	0,773	0,77	0,00	0,77	0,00	0,58	1,35	15,98	31,66
30	140,0	5,0	0,245	85,75	1,33	0,666	0,67	0,00	0,67	0,00	0,50	1,17	13,76	29,20

Caractéristiques géométriques et hydrauliques du bassin de rétention

H [m]	S [m²]	V [m³/s]	Qs [m³/s]
0	0,0	0,0	0,00
0,05	7,3	2 611,8	0,32
0,10	14,5	5 227,2	1,00
0,15	21,8	7 846,2	1,98
0,20	29,1	10 468,8	3,20
0,25	36,4	13 095,0	4,66
0,30	43,7	15 724,8	6,33
0,35	51,0	18 358,2	8,20
0,40	58,3	20 995,2	10,27
0,45	65,7	23 635,8	12,54
0,50	73,0	26 280,0	14,99
0,55	80,4	28 927,8	17,62
0,60	87,7	31 579,2	20,43
0,65	95,1	34 234,2	23,42
0,70	102,5	36 892,8	26,59
0,75	109,9	39 555,0	29,92
0,80	117,3	42 220,8	33,43
0,85	124,7	44 890,2	37,12
0,90	132,1	47 563,2	40,97
0,95	139,6	50 239,8	44,99
1,00	147,0	52 920,0	49,18
1,05	154,5	55 603,8	49,18
1,10	161,9	58 291,2	49,18
1,15	169,4	60 982,2	49,18
1,20	176,9	63 676,8	49,18
1,25	184,4	66 375,0	49,18
1,30	191,9	69 076,8	49,18
1,35	199,4	71 782,2	49,18
1,40	206,9	74 491,2	49,18
1,45	214,5	77 203,8	49,18
1,50	222,0	79 920,0	49,18
1,55	229,6	82 639,8	49,18
1,60	237,1	85 363,2	49,18
1,65	244,7	88 090,2	49,18
1,70	252,3	90 820,8	49,18
1,75	259,9	93 555,0	49,18
1,80	267,5	96 292,8	49,18
1,85	275,1	99 034,2	49,18
1,90	282,7	101 779,2	49,18
1,95	290,4	104 527,8	49,18
2,00	298,0	107 280,0	49,18
2,05	313,2	112 755,6	49,18
2,10	328,4	118 238,4	49,18
2,15	343,7	123 728,4	49,18
2,20	359,0	129 225,6	49,18
2,25	374,3	134 730,0	49,18
2,30	389,6	140 241,6	49,18
2,35	404,9	145 760,4	49,18
2,40	420,2	151 286,4	49,18
2,45	435,6	156 819,6	49,18
2,50	451,0	162 360,0	49,18
2,55	466,4	167 907,6	49,18
2,60	481,8	173 462,4	49,18
2,65	497,3	179 024,4	49,18
2,70	512,8	184 593,6	49,18
2,75	528,3	190 170,0	49,18
2,80	543,8	195 753,6	49,18
2,85	559,3	201 344,4	49,18
2,90	574,8	206 942,4	49,18
2,95	590,4	212 547,6	49,18
3,00	606,0	218 160,0	49,18
3,05	621,6	223 779,6	49,18
3,10	637,2	229 406,4	49,18
3,15	652,9	235 040,4	49,18
3,20	668,6	240 681,6	49,18
3,25	684,3	246 330,0	49,18
3,30	700,0	251 985,6	49,18
3,35	715,7	257 648,4	49,18
3,40	731,4	263 318,4	49,18
3,45	747,2	268 995,6	49,18
3,50	763,0	274 680,0	49,18

ANNEXE VI : PLANS