



**ÉTUDE DE LA RÉALISATION D'UN BARRAGE ÉCRÊTEUR  
DE CRUE EN ZONE INONDABLE : CAS DU BARRAGE B12  
DANS LA COMMUNE DE COCODY DU DISTRICT  
D'ABIDJAN, CÔTE D'IVOIRE**

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR 2iE AVEC GRADE DE  
MASTER - SPÉCIALITÉ GÉNIE DE L'EAU, DE L'ASSAINISSEMENT ET DES  
AMÉNAGEMENTS HYDRO-AGRICLES

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 20 Janvier 2025 par

**Watessy Rachida Ariane FAYAMA**  
(N° d'inscription : 20190033)

**Directeur de mémoire : Dr. Harinaivo A. ANDRIANISA, Enseignant-chercheur à 2iE,  
Maitre de Conférences, CAMES**

**Encadrant 2iE : Dr. FOWE TAZEN, Enseignant-chercheur à 2iE, Maître-Assistant,  
CAMES**

**Maître de stage : M. TRAORE Ali, Ingénieur génie rural, Directeur Technique (BANI)**

**Structure d'accueil du stage : BANI Ingénieur Conseil (BANI)**

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr. Mahamadou KOITA

Membres et correcteurs : Mr. Soumahila SANKANDE

Dr. Axel BELEMTUGRI

**Promotion [2024/2025]**

## *Dédicace*

*Du profond de mon cœur je dédie ce travail :*

*Au Seigneur mon gardien et mon protecteur*

*À ma mère pour son amour, son encouragement  
et ses sacrifices*

*À mon père pour son soutien, son affection et la  
confiance qu'il m'a accordée*

*À tous mes amis pour leur aide et leur soutien  
dans les moments difficiles*

*À toutes ces personnes qui ont contribué au bon  
déroulement de ce travail*

## REMERCIEMENT

« **L'expression de gratitude est la plus noble et la plus sincère des émotions** ». À travers ces propos, Robert Brault rappelle à quel point il est opportun d'adresser de sincères remerciements. Alors avant tout développement sur cette expérience professionnelle, il nous est agréable de remercier toutes ces personnes ayant contribué à la réalisation de ce travail.

Le présent rapport, aboutissement de notre travail de fin d'études n'aurait été possible sans les efforts conjugués de certaines personnes. Nous exprimons notre profonde gratitude et nos remerciements à :

- Tous les membres de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour leur aide inestimable, leur soutien constant et la qualité de la formation reçue tout au long de notre parcours académique.
- Notre directeur de mémoire, Monsieur Harinaivo A. ANDRIANISA pour sa disponibilité et ses conseils avisés.
- Notre encadrant interne, Monsieur FOWE TAZEN pour sa disponibilité, son accompagnement bienveillant et son soutien constant.
- Nous remercions Monsieur Dewellet Jean Jacques KOUAKOU, Président Directeur Général, ainsi que tout le personnel de BANI Ingénieur Conseil, pour nous avoir permis d'acquérir de précieuses compétences et de vivre une expérience enrichissante.
- Notre maître de stage, Monsieur Ali TRAORE, pour son enseignement, son soutien sans faille et sa patience tout au long de l'élaboration du mémoire.
- Nous tenons également à remercier du fond du cœur, tous nos proches et amis qui ont contribué de diverses manières à l'avancement de ce projet.

## RÉSUMÉ

Ce mémoire examine la faisabilité technique et économique du barrage écrêteur B12, situé à Angré, dans la commune de Cocody, une zone urbaine vulnérable aux inondations. La méthodologie comprend une visite de la zone d'étude, la délimitation et la caractérisation du bassin versant, une évaluation des débits de pointe et le dimensionnement des principaux ouvrages : la retenue, la digue, le déversoir et le chenal.

Les résultats de l'étude montrent que la combinaison d'une topographie complexe et d'une urbanisation croissante accentue les risques d'inondation, causant des dégâts humains et matériels significatifs. Le barrage B12 présente une digue de **18 m** de hauteur et une largeur de crête de **7 m**. L'évacuateur de crue est un déversoir latéral à profil Creager, avec une longueur de **49 m**. Le barrage B12 a été conçu pour réguler les crues en aval grâce à un stockage temporaire de **1 690 620 m<sup>3</sup>** d'eau, pour un débit de fuite de **55 m<sup>3</sup>/s**, assurant une gestion optimisée des débits.

Le coût de réalisation du barrage est estimé à **7,5 milliards FCFA**, hors indemnisation pour la relocalisation des ménages impactés. La construction d'un **canal trapézoïdal en béton** avec une largeur de base **10 m** et une hauteur de **5 m**, dont le coût est évalué à **874 962 094 FCFA**, constitue une solution viable pour gérer les eaux de ruissellement dans cette zone. Cette solution, plus viable sur le plan économique, est **recommandée** pour la gestion des eaux de ruissellement dans cette zone.

### Mots clés :

---

1. **Barrage écrêteur**
2. **Bassin versant**
3. **Cocody**
4. **Gestion de crue**
5. **Inondation**
6. **Côte d'Ivoire**

## ABSTRACT

This thesis examines the technical and economic feasibility of the B12 flood retention dam, located in the Angré neighborhood within the commune of Cocody, an urban area highly susceptible to flooding. The methodology includes a site visit, watershed delineation and characterization, peak flow evaluation, and the design of key dam structures, such as the reservoir, embankment, spillway, and channel.

The study's findings reveal that the combination of a complex topography and increasing urbanization exacerbates flood risks, leading to significant human and material damage. The B12 dam has an **18 m** embankment height and a **7 m** crest width. The flood discharge system comprises a lateral spillway with a Creager profile and a crest length of **49 m**. The B12 dam is designed to regulate downstream floods through the temporary storage of **1,690,620 m<sup>3</sup>** of water, with a controlled outflow of **55 m<sup>3</sup>/s**, facilitating efficient flood flow management.

The dam's construction cost is estimated at **7.5 billion FCFA**, excluding costs related to the relocation of affected households. A more economical alternative has also been considered: the construction of a **trapezoidal concrete canal**, with a base width of **10 m** and a height of **5 m**, at an estimated cost of **874,962,094 FCFA**. This solution, which is more economically viable, is **recommended** for managing runoff water in this area.

### Keywords :

---

1. **Flood detention dam**
2. **Watershed**
3. **Cocody**
4. **Flood management**
5. **Flooding**
6. **Côte d'Ivoire**

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

**2iE** : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

**APS** : Avant-Projet Sommaire

**BV** : Bassin Versant

**RGPH** : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

**HTVA** : Hors Taxe des Valeurs Ajoutées

**DQE** : Devis Quantitatif et Estimatif

**MNT** : Modèle Numérique de Terrain

**PEN** : Plan d'Eau Normal

**PHE** : Plan des Hautes Eaux

**TTC** : Toutes Taxes Comprises

**ONAD** : Office National de l'Assainissement et du Drainage

## SOMMAIRE

<i>Dédicace</i> .....	ii
REMERCIEMENT .....	iii
RÉSUMÉ.....	iv
ABSTRACT .....	v
LISTE DES ABRÉVIATIONS .....	vi
LISTE DES FIGURES .....	x
LISTE DES TABLEAUX .....	xi
INTRODUCTION .....	1
<b>I- PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL</b> .....	2
<b>I-1- Historique et statut juridique</b> .....	2
<b>I-2- Domaines d'expertises</b> .....	2
<b>I-3- Organigramme</b> .....	3
<b>II- PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE</b> .....	4
<b>II-1- Situation géographique</b> .....	4
<b>II-2- Climat, température et pluviométrie</b> .....	4
<b>II-2-1- Climat</b> .....	4
<b>II-2-2- Pluviométrie</b> .....	5
<b>II-2-3- Température</b> .....	6
<b>II-3- Relief et géomorphologie</b> .....	6
<b>II-4- Géologie et hydrogéologie</b> .....	7
<b>II-4-1- Géologie</b> .....	7
<b>II-4-2- Hydrogéologie</b> .....	7
<b>II-5- Hydrographie</b> .....	7
<b>II-6- Démographie</b> .....	8
<b>III- PRÉSENTATION DU PROJET</b> .....	9
<b>III-1- Contexte</b> .....	9
<b>III-2- Objectifs de l'étude</b> .....	10
<b>III-3-État des lieux et diagnostic des ouvrages existants</b> .....	10
<b>III-3-1-Localisation</b> .....	10
<b>III-3-2-Lit du talweg</b> .....	11
<b>III-3-3-Occupation humaine de la zone</b> .....	12

III-3-4-Typologie des bâtis.....	12
III-3-5-Infrastructures de drainage des eaux pluviales.....	13
III-3-6- Impact du talweg sur le cadre de vie des riverains .....	13
<b>IV- MÉTHODOLOGIE DE CONCEPTION .....</b>	<b>15</b>
IV-1- Matériels utilisés .....	15
IV-1-1-Données .....	15
IV-1-2- Outils de traitement des données .....	15
IV-2- Méthode de dimensionnement.....	16
IV-2-1- Étude Hydrologique.....	16
IV-2-2- Étude hydraulique .....	23
IV-3-Impact environnemental et social .....	35
<b>V- ÉTUDE DE FAISABILITÉ TECHNIQUE .....</b>	<b>36</b>
V-1- Caractéristiques du bassin versant du barrage B12.....	36
V-2- Calcul des débits.....	37
V-2-1- Calcul des apports solides .....	37
V-2-2- Calcul du débit liquide .....	37
V-3- Dimensionnement du canal d'amené .....	40
V-4- Dimensionnement de la retenue du barrage.....	40
V-4-1- Détermination et modélisation des superficies inondables .....	40
V-4-2- Caractéristiques de la retenue.....	41
V-4-3- Dimensions de l'ouvrage de vidange .....	42
V-5- Dimensionnement de la digue .....	43
V-5-1- Hauteur de la digue .....	43
V-5-2- Largeur en crête.....	44
V-5-3- Largeur en base .....	44
V-6- Dimensionnement du déversoir .....	45
V-7- Dimensionnement du chenal .....	45
V-8- Dimensionnement du coursier .....	46
V-9- Dimensionnement du bassin de dissipation .....	46
<b>VI-ÉTUDE FINANCIÈRE .....</b>	<b>48</b>
<b>VII- NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL .....</b>	<b>49</b>
VII-1- Contexte .....	49
VII-2- Identification et évaluation des risques.....	49
VII-3- Mesure d'atténuation .....	53
<b>RECOMMANDATIONS.....</b>	<b>56</b>

---

<b>CONCLUSION</b> .....	58
<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	59
<b>ANNEXE</b> .....	I

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de BANI.....	3
Figure 2 : Localisation de la commune de la zone d'étude.....	4
Figure 3 : Précipitations moyenne mensuelles (mm) enregistrées à la station d'Abidjan Aéroport (1994-2022) .....	5
Figure 4 : Variation de la température sur 28 ans (1994-2022) (Source des données : SODEXAM).....	6
Figure 5 : Réseau hydrographique de la zone d'étude .....	8
Figure 6 : Talweg (2) du barrage et ces environs (1). .....	10
Figure 7 : Vue en plan du site via google earth.....	11
Figure 8 : État d'enherbement (1), d'ensablement (2-3) et d'érosion (3-4) du talweg aux dates du 15 avril, 10 juin, 8 juillet et 13 août 2024 (Fayama W R Ariane).....	12
Figure 9 : Habitations à proximité du talweg (1) et cité résidentielle (2). (Fayama W R Ariane, 10 juin 2024) .....	12
Figure 10 : Canal trapézoïdal (1) et dalot (2). (Fayama W R A, 10 juin 2024) .....	13
Figure 11: Tirant d'eau dans un coursier (Durand J. M, Royet P et Meriaux P, 1999) .....	32
Figure 12 : Profil d'un bassin de dissipation (Durand J. M, Royet P et Meriaux P, 1999) .....	34
Figure 13 : Schémas du bassin versant du barrage B12 .....	36
Figure 14 : Hydrogramme et Hyétogramme de crue pour une période de retour de 10 ans (1), 20 ans (2) et 100 ans (3) .....	39
Figure 15: Zone impactées pour des périodes de retour de 10 ans et 100 ans .....	41
Figure 16 : Courbe Hauteur-Volume-Surface .....	42

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Emplacements et caractéristiques des ouvrages identifiés .....	13
Tableau 2 : Paramètres d'ajustement de Montana (Terrabo, 2014) .....	15
Tableau 3: Logiciels utilisés dans le cadre du projet.....	15
Tableau 4 : Caractéristiques physiques du bassin versant.....	37
Tableau 5 : Caractéristiques morphologique du bassin versant du barrage B12 .....	37
Tableau 6 : Évaluation des apports solides .....	37
Tableau 7 : Détermination du débit.....	38
Tableau 8 : Section du canal d'amené.....	40
Tableau 9: Surfaces inondable .....	40
Tableau 10 : Caractéristiques de la retenue.....	41
Tableau 11 : Classes de découpage de la courbe hauteur volume.....	42
Tableau 12 : Dimensions de pertuis de Fond .....	43
Tableau 13 : Paramètres de la retenue.....	43
Tableau 14 : Caractéristiques de la digue.....	44
Tableau 15 : Valeurs de la largeur crête de la digue .....	44
Tableau 16 : Caractéristiques principales de la digue .....	45
Tableau 17 : Dimensions du déversoir .....	45
Tableau 18 : Dimensions du chenal d'amené.....	46
Tableau 19 : Dimensions du coursier .....	46
Tableau 20 : Dimensions du bassin de dissipation.....	47
Tableau 21 : Dimensions des blocs de chutes .....	47
Tableau 22 : Caractéristiques du chenal évacuateur .....	47
Tableau 23 : Coût du projet.....	48
Tableau 24 : Préparation des travaux (installation du chantier).....	50
Tableau 25 : Phase des travaux (construction du barrage).....	51
Tableau 26 : Phase d'exploitation (après construction) .....	52
Tableau 27 : Préparation des travaux (installation du chantier).....	53
Tableau 28 : Phase des travaux (construction du barrage).....	54
Tableau 29 : Phase d'exploitation (après construction) .....	55
Tableau 30 : Caractéristiques du canal trapézoïdal recommandé .....	56

## INTRODUCTION

En Côte d'Ivoire, l'assainissement, en particulier pluvial, reste un enjeu crucial malgré les progrès récents dans le développement. Des précipitations saisonnières intenses, une urbanisation rapide et une gestion des terres inadéquate ont rendu les inondations récurrentes, notamment dans les zones urbaines et les bassins versants à risque (Alla D. A, 2013). Les cuvettes et les talwegs, caractéristiques topographiques fréquentes en Côte d'Ivoire, constituent des points sensibles lors de fortes pluies, car ils recueillent l'eau en excès, augmentant ainsi le risque d'inondations.

Dans une zone urbanisée telle qu'Abidjan, ces dépressions naturelles sont souvent exacerbées par un développement non planifié, la construction sur des zones inondables et l'absence d'infrastructures adéquates pour gérer les eaux pluviales. Ces dernières années, la ville d'Abidjan a connu plusieurs épisodes d'inondations. Conscient de cet enjeu, le gouvernement ivoirien a créé, en 2011, l'Office National de l'Assainissement et du Drainage (ONAD), responsable de la maîtrise d'ouvrage déléguée des projets d'assainissement et de drainage. Cette structure vise à apporter une réponse rapide aux besoins croissants en infrastructures d'assainissement dans les villes de Côte d'Ivoire.

C'est dans ce cadre que l'ONAD a initié le projet d'aménagement d'un barrage écrêteur de crue dans le quartier d'Angré. Ce barrage a pour objectif de réduire les inondations en aval et de limiter l'évolution du talweg vers les habitations. Ainsi, le thème de ce mémoire, intitulé « **Étude de la réalisation d'un barrage écrêteur de crue en zone inondable : cas du barrage B12 dans la commune de Cocody, district d'Abidjan, Côte d'Ivoire** », a été formulé. Ce barrage vise à atténuer les crues en aval en stockant temporairement les eaux pluviales. Les eaux sont ensuite relâchées progressivement, permettant une gestion optimisée des écoulements et une réduction significative des risques d'inondation pour les populations riveraines.

L'objectif de cette étude est de réaliser un avant-projet sommaire pour la construction d'un barrage écrêteur afin de lutter contre les inondations récurrentes. Elle inclut une analyse de la zone d'implantation, des études hydrologiques et hydrauliques, ainsi qu'une estimation des coûts de réalisation. Une analyse géographique, environnementale et socio-économique sera également menée pour proposer un plan d'action global.

## I- PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

### I-1- Historique et statut juridique

Fondé le 9 février 2010, BANI Ingénieur Conseils est un bureau d'études ivoirien disposant d'un capital de dix millions (10 000 000) F CFA. La structure est dirigée par son fondateur **M. Jean-Jacques Dewellet KOUAKOU**, un ingénieur du Génie Rural diplômé de la prestigieuse École Inter États d'Ingénieurs de l'Équipement Rural (EIER) de Ouagadougou au Burkina Faso aujourd'hui appelé 'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE). BANI Ingénieur Conseils a été agréé par la Chambre Nationale des Ingénieurs Conseils et Experts de Génie Civil (CHA.N.I.E) de Côte d'Ivoire en mai 2014. Il est également inscrit à la Chambre du Commerce et de l'Industrie de Côte d'Ivoire sous le numéro **CI-YOP-2010-B-146 (RCCM)**. Le siège de la société BANI Ingénieur Conseils est situé à Yopougon, en face de l'Institut des Aveugles (04 BP 1651 Abidjan 04, République de Côte d'Ivoire).

### I-2- Domaines d'expertises

BANI Ingénieur Conseils fournit des prestations d'étude, de suivi et contrôle des travaux d'Hydraulique de Génie Rural et Civil. Il intervient principalement dans :

- Aménagement et développement rural
- Infrastructures routières
- Bâtiments
- Assainissement et épuration des eaux
- Alimentation en Eau Potable
- Aménagement de bassins versants

Par ailleurs, BANI Ingénieur Conseils offre également des services en assistance technique et la formation en :

- Aménagement de Bassin Versant
- Développement Rural
- Assistances aux Maîtres d'Ouvrage et Maîtrise d'œuvre
- Agriculture et Élevage
- Organisation et gestion de chantiers et travaux communautaires

- Évaluation de Projets en Agriculture

### I-3- Organigramme

L'organigramme met en exergue les différents services et la hiérarchie au sein de la structure.

La figure 1 présente l'organigramme de BANI.

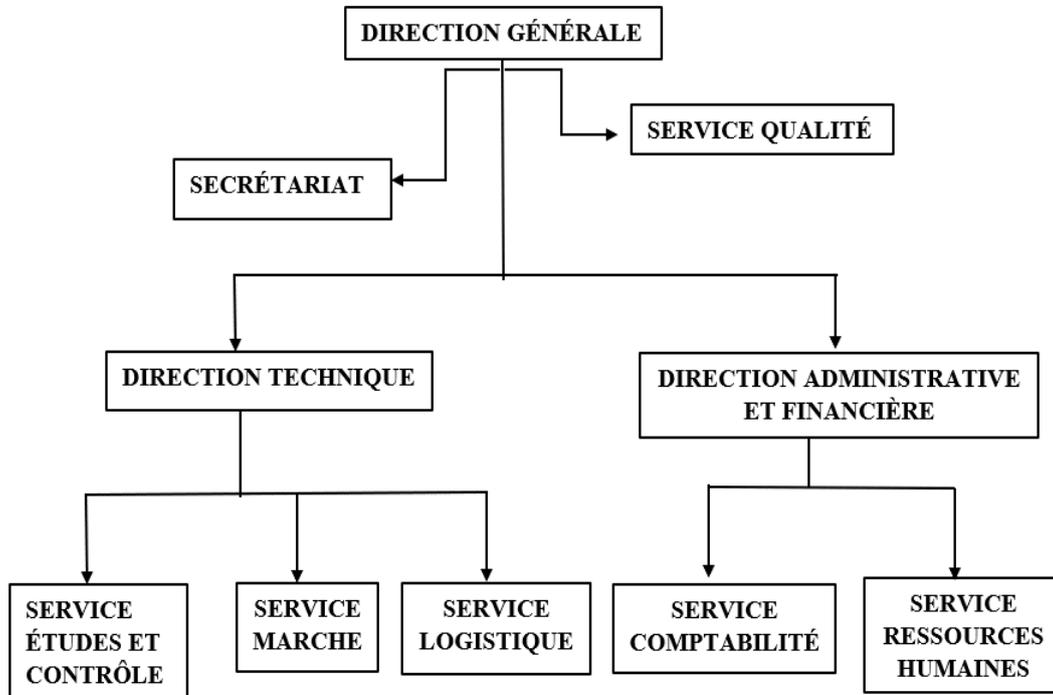


Figure 1 : Organigramme de BANI

## II- PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

### II-1- Situation géographique

La Côte d'Ivoire est un pays côtier d'Afrique de l'Ouest, bordé à l'est par le Ghana, au nord par le Burkina Faso et le Mali, à l'ouest par la Guinée et le Liberia, et au sud par l'océan Atlantique. Ce projet se déroule dans le district d'Abidjan, capitale économique du pays, situé au sud de la Côte d'Ivoire, plus précisément dans la commune de Cocody. Située à l'est du district, cette commune couvre 20,8 % de la superficie totale des treize (13) communes d'Abidjan. Avec une superficie de 132 km<sup>2</sup>, Cocody est délimitée au nord par la commune d'Abobo, au sud par la lagune Ebrié, à l'est par la commune de Bingerville, et à l'ouest par les communes d'Adjamé et du Plateau. La figure 2 illustre sa situation géographique.

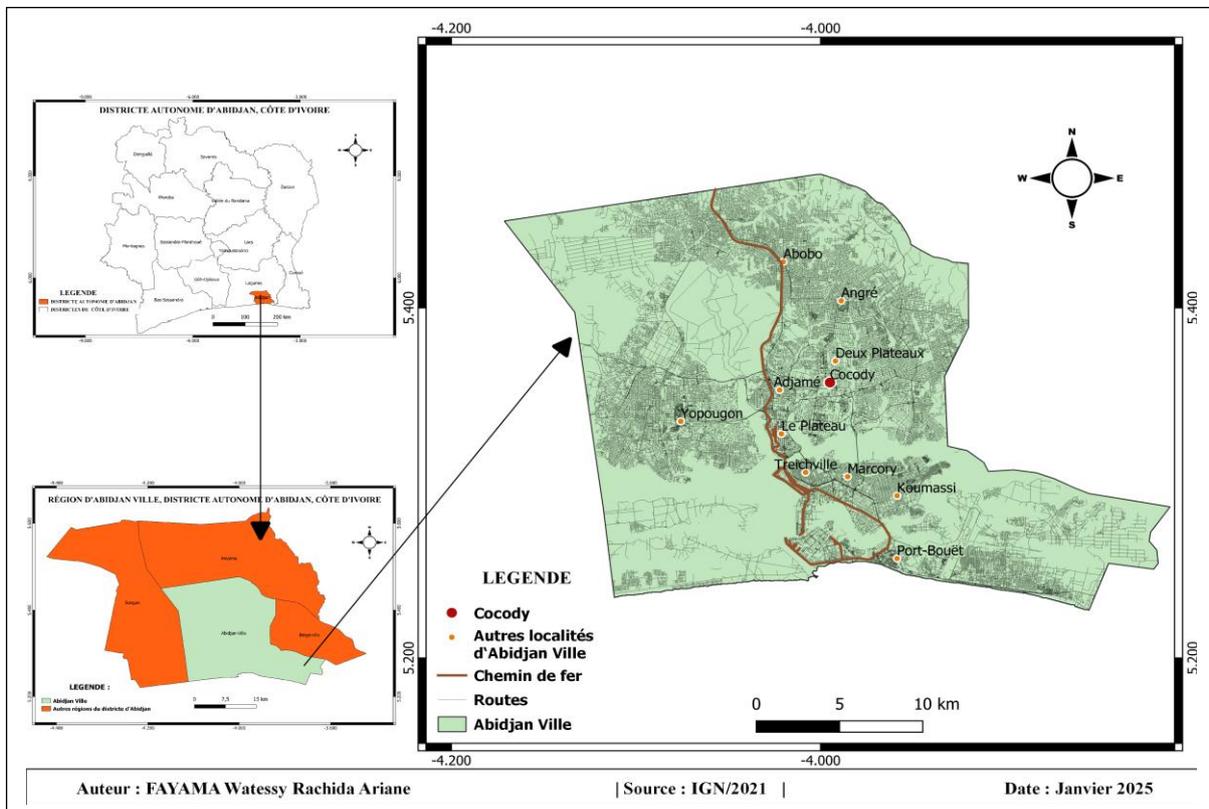


Figure 2 : Localisation de la commune de la zone d'étude

### II-2- Climat, température et pluviométrie

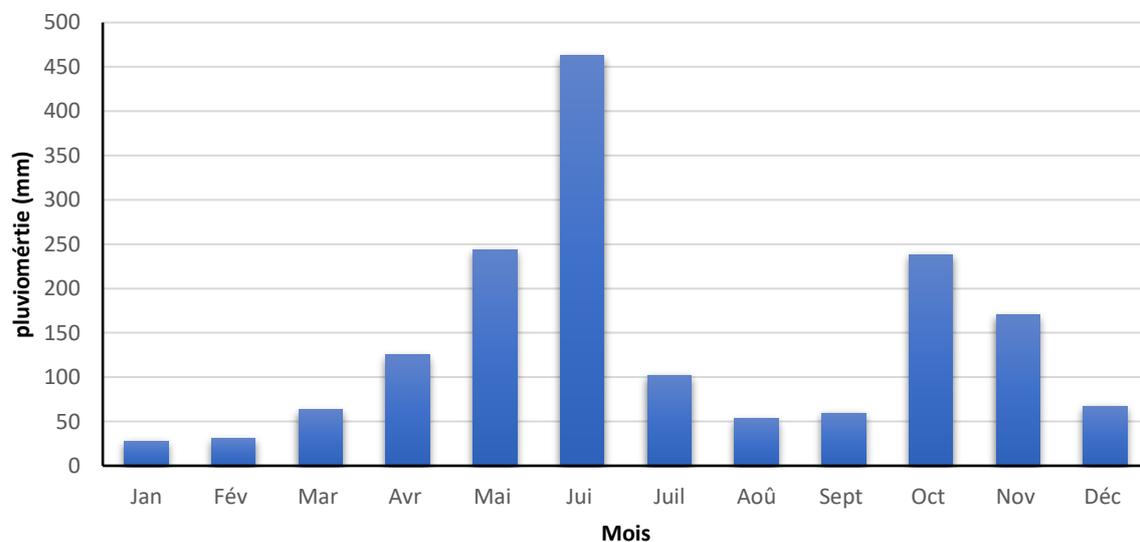
#### II-2-1- Climat

Abidjan, comme l'ensemble du sud de la Côte d'Ivoire, connaît un climat équatorial de transition, marqué par deux saisons pluvieuses et deux saisons sèches. Ces quatre (4) saisons se répartissent comme suit :

- **La grande saison des pluies**, première et la plus intense des saisons pluvieuses, se caractérise par des précipitations abondantes et des orages fréquents. Elle s'étend d'avril à juillet.” ;
- **La petite saison sèche**, qui s'étend d'août à septembre, suit immédiatement la grande saison des pluies ;
- **La petite saison des pluies**, moins intense que la grande, s'étend d'octobre à novembre;
- **La grande saison sèche**, marquée par les alizés du nord (ou harmattan), dure de décembre à mars.

### II-2-2- Pluviométrie

La figure 3 illustre l'évolution des pluies moyennes mensuelles enregistrées à la station d'Abidjan sur la période de 1994 à 2022. Pendant la grande saison sèche, le mois de janvier se distingue comme le plus sec de l'année, avec une pluviométrie moyenne inférieure à 50 mm. En revanche, pendant la grande saison des pluies, le mois de juin est le plus humide, avec une moyenne de 463 mm et un maximum atteignant 2 000 mm.



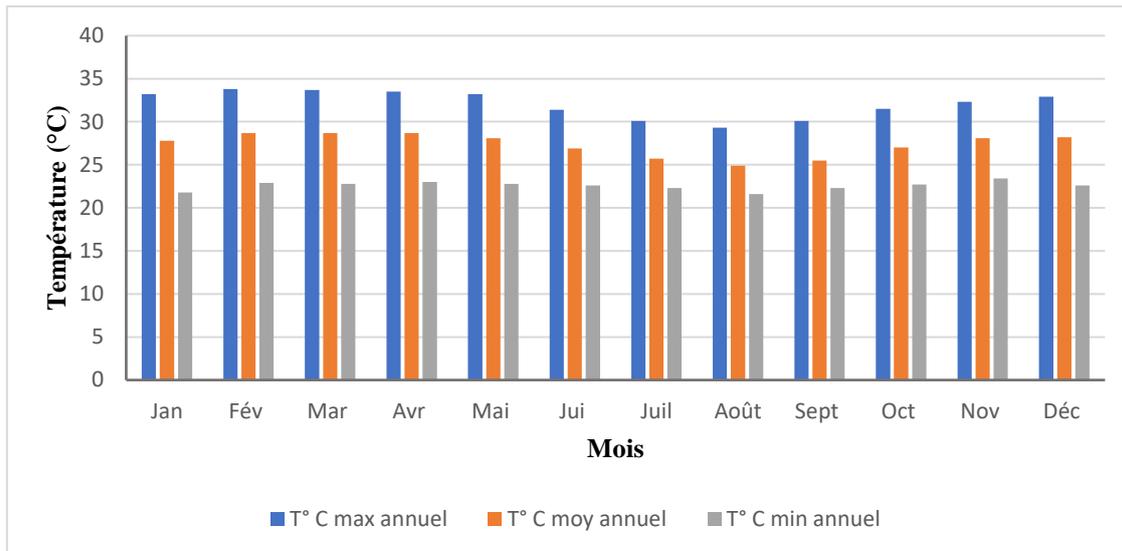
**Figure 3 : Précipitations moyenne mensuelles (mm) enregistrées à la station d'Abidjan Aéroport (1994-2022)**

(Source des données : SODEXAM)

### II-2-3- Température

Dans le district d'Abidjan, les températures varient au cours de l'année entre 21°C et 33°C. La température maximale moyenne atteint 28°C de novembre à mai, la période la plus chaude de l'année. En revanche, de juillet à septembre, période la moins chaude, la moyenne est de 25°C. Les températures enregistrées à Abidjan sur la période de 1994 à 2022 sont illustrées dans la figure 4.

Figure 4 : Variation de la température sur 28 ans (1994-2022) (Source des données : SODEXAM)



### II-3- Relief et géomorphologie

Le périmètre de la zone d'Abidjan couvre une superficie de 1 370 km<sup>2</sup>. Comme le sud de la Côte d'Ivoire, le district présente un relief principalement constitué de plaines. Il repose sur des sols issus de formations sédimentaires, de type ferrallitique, caractérisés par une texture argilo-sableuse, propice à l'érosion. (Kouassi et al., 2018). La géomorphologie de la zone est caractérisée par trois (3) grands ensembles :

- Les hauts plateaux à deux niveaux (40 à 50 m et 100 à 120 m) représentés par les buttes du Continental Terminal au nord de la lagune Ébrié ;
- Les moyens plateaux d'altitude allant de 8 à 12 m constituant les affleurements du cordon littoral du Quaternaire, les plaines et les lagunes, au sud, constituant l'ensemble le plus affaissé ;
- Les vallées profondes allant de 12 à 40 m, issues du centre-nord de la zone et qui entaillent les hauts Plateaux du Tertiaire.

## **II-4- Géologie et hydrogéologie**

### **II-4-1- Géologie**

La géologie du district d'Abidjan appartient au bassin sédimentaire de la Côte d'Ivoire, formé entre le Tertiaire et le Quaternaire. Ce bassin s'étend sur 350 km d'est en ouest, avec une largeur nord-sud relativement réduite, comprise entre 10 et 40 km. Les couches successives sont disposées en position monoclinale, avec un pendage orienté vers l'océan. Au sein de ce bassin, un accident géologique majeur de direction est-ouest, correspondant approximativement aux lagunes, marque une rupture importante. Cette faille lagunaire divise le bassin en deux séries sédimentaires : une couche peu épaisse (environ 100 m) au nord, et une couche beaucoup plus épaisse (environ 3 000 m) au sud (MEPD, 2015). Les formations sédimentaires qui composent ce bassin sont très variées, incluant des sables, argiles, grès ferrugineux et vases.

### **II-4-2- Hydrogéologie**

Les eaux souterraines d'Abidjan sont influencées par le parc national du Banco, qui couvre plus de 75 % du bassin versant du Banco et partiellement celui du Gbangbo, sur environ 200 hectares. Les aquifères du bassin sédimentaire côtier sont principalement des nappes homogènes et très perméables, à l'exception de certains bancs argileux lenticulaires. La nappe d'Abidjan est constituée de sables grossiers fluviaux, souvent associés à des argiles versicolores, ainsi que d'argiles sableuses et de sables argileux. Le bassin sédimentaire comporte également de nombreuses nappes aquifères qui sont exploitées pour l'approvisionnement en eau potable de la ville d'Abidjan et pour la production d'eau minérale.

## **II-5- Hydrographie**

Le district d'Abidjan présente un réseau hydrographique dense, constitué de nombreux cours d'eau orientés nord-sud, qui se déversent dans la lagune Ebrié. Les principaux cours d'eau sont les suivants :

- La Comoé,
- Le Banco,
- Le Gbangbo.

La figure 4 illustre la carte hydrographique de la zone d'étude de Cocody, située à Abidjan.

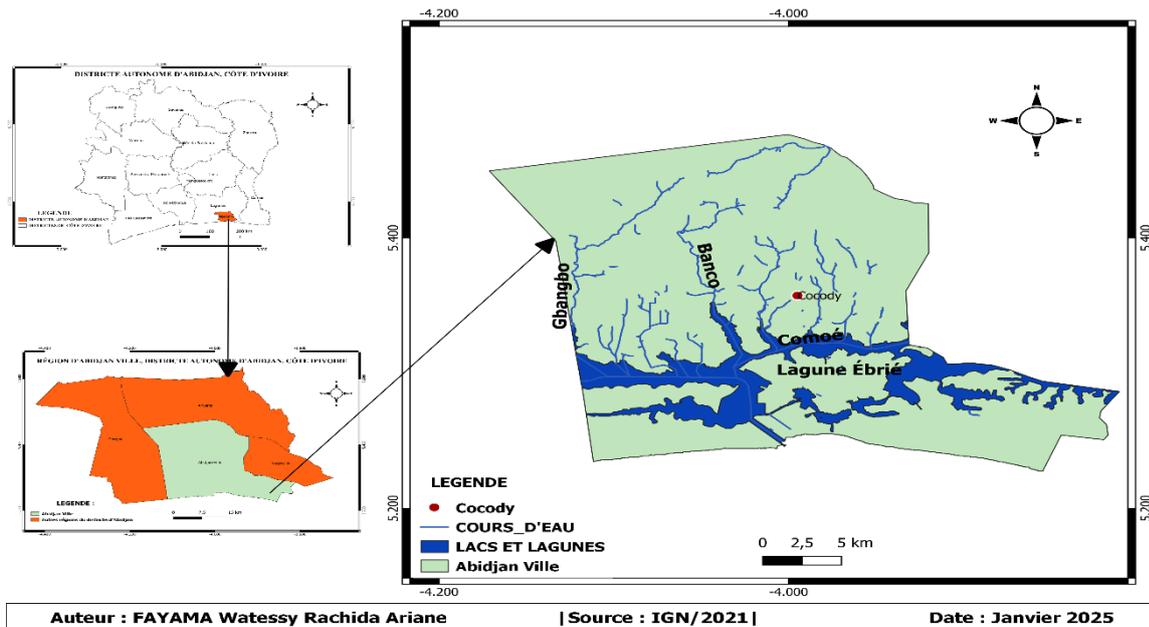


Figure 5 : Réseau hydrographique de la zone d'étude

## II-6- Démographie

D'après le Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) de 2021, le district d'Abidjan compte une population de 6 321 017 habitants. La commune de Cocody, qui constitue notre zone d'étude, abrite quant à elle 692 583 habitants, répartis en 169 438 ménages, selon les données du RGPH de 2021. Cependant, il est à noter l'inégale répartition spatiale de la population, notamment dans le district d'Abidjan, qui regroupe 21,5 % de la population totale de la Côte d'Ivoire, se distinguant ainsi des autres régions par son poids démographique. La commune de Cocody ne fait pas exception à cette dynamique.

### III- PRÉSENTATION DU PROJET

#### III-1- Contexte

Les inondations figurent parmi les phénomènes naturels les plus fréquents à l'échelle mondiale. Leur caractère récurrent suscite un intérêt croissant, donnant lieu à de nombreuses recherches et publications internationales. Les inondations urbaines freinent le développement des villes et exposent les populations à des risques majeurs, surtout dans les zones à forte croissance démographique (Abhas et al., 2012).

En Afrique de l'Ouest, et plus particulièrement en Côte d'Ivoire, les inondations demeurent l'un des risques naturels les plus préoccupants. Les villes côtières, comme Abidjan, subissent régulièrement des inondations malgré l'existence d'un réseau d'assainissement pluvial. Abidjan, avec 6 321 017 habitants recensés en 2021, subit chaque saison des pluies des pertes humaines et des dégâts matériels importants. Plusieurs études, telles que celles de Hauhouot (2008) et Alla D. A (2013), se sont penchées sur cette problématique. Toutefois, ces travaux adoptent souvent une perspective globale, se focalisant principalement sur les quartiers défavorisés, alors que des zones résidentielles plus aisées, comme la commune de Cocody, sont également touchées par ces inondations.

Depuis 2010, les quartiers d'Angré-Fondasso dans la commune de Cocody et leurs environs subissent de lourdes conséquences liées aux inondations. Ces événements récurrents entraînent des pertes en vies humaines, des déplacements temporaires de ménages et perturbent quotidiennement les trajets des travailleurs. Pour répondre à cette situation, l'État de Côte d'Ivoire, via l'Office National de l'Assainissement et du Drainage (ONAD), a initié un programme d'aménagement en partenariat avec des bailleurs de fonds comme la Banque Mondiale. Ce programme vise à aménager des cuvettes naturelles dans le district d'Abidjan afin de renforcer les infrastructures d'assainissement et d'améliorer la salubrité dans les zones ciblées.

Les communes d'Abobo, Cocody et Yopougon, qui possèdent de nombreuses dépressions naturelles non aménagées, sont particulièrement concernées par ces initiatives. Pour assurer la réussite de ce projet, un contrat de service a été signé avec le bureau d'études BANI Ingénieur Conseil, qui intervient en tant que maître d'œuvre. C'est dans ce cadre précis que s'inscrit notre étude portant sur le barrage écrêteur B12, situé dans la commune de Cocody.

### III-2- Objectifs de l'étude

L'objectif général est de mener l'Avant-Projet Sommaire (APS) du barrage B12, situé dans la commune de Cocody, Abidjan. Plus spécifiquement, il s'agit de :

- Diagnostiquer la situation existante, incluant les caractéristiques physiques, économiques, et sociales de la zone d'influence des ouvrages ;
- Réaliser les études hydrologiques et hydrauliques ;
- Concevoir et dimensionner les ouvrages de drainage préconisés ;
- Faire une notice d'impact environnemental ;
- Évaluer le coût de réalisation du projet.

### III-3-État des lieux et diagnostic des ouvrages existants

#### III-3-1-Localisation

Le barrage B12 sera situé aux coordonnées suivantes : latitude  $5,40^\circ$  et longitude  $-3,97^\circ$ . Il est situé précisément à Cocody, dans le quartier d'Angré. Le talweg principal a une longueur de 1,15 km et longe la cité du Bonheur (cité Bolloré). Le bassin couvre une superficie de 10,775 km<sup>2</sup>. La figure 6 présente le talweg et ses environs, et la figure 7 offre une vue en plan du talweg et des ouvrages qui y sont présents.



Figure 6 : Talweg (2) du barrage et ces environs (1).

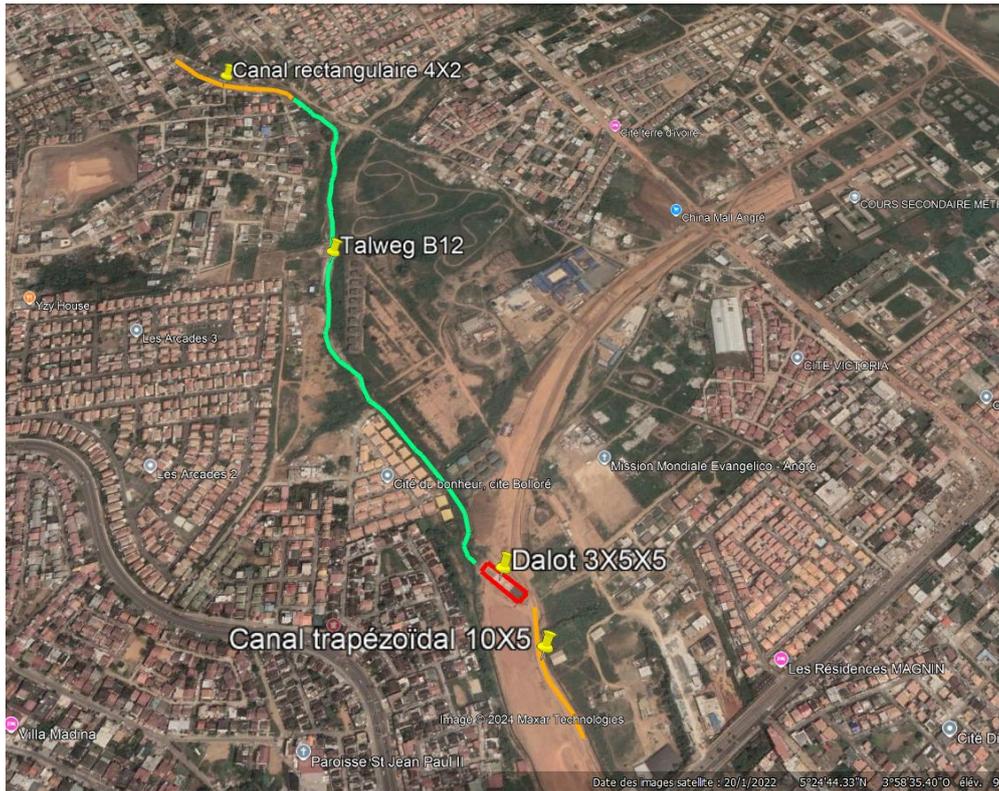


Figure 7 : Vue en plan du site via google earth

### III-3-2-Lit du talweg

Les visites de terrain effectuées les 15 avril, 10 juin, 8 juillet et 13 août 2024 ont permis d'observer l'état du talweg et de son environnement. Il a été remarqué que le talweg principal est recouvert d'herbes tout au long de son parcours. Par ailleurs, on a noté la présence d'importants dépôts de sable à l'intérieur du talweg, ainsi qu'une dégradation significative et une instabilité des berges. Cette érosion, causée par l'eau (figure 7), menace les fondations des maisons en bordure du talweg et empiète sur la voirie.





Figure 8 : État d'enherbement (1), d'ensablement (2-3) et d'érosion (3-4) du talweg aux dates du 15 avril, 10 juin, 8 juillet et 13 août 2024 (Fayama W R Ariane)

### III-3-3-Occupation humaine de la zone

Dans la zone du talweg, plusieurs habitations sont installées à proximité, ainsi que des chantiers de construction en cours. La zone comprend également une cité résidentielle. La figure 9 présente ces différents bâtiments.



Figure 9 : Habitations à proximité du talweg (1) et cité résidentielle (2). (Fayama W R Ariane, 10 juin 2024)

### III-3-4-Typologie des bâtis

Il s'agit d'habitations bâties sur des lots individuels. Les bâtiments dans cette zone sont majoritairement des constructions en dur. La majorité des habitations sont de type R+1 ou de

plain-pied. On y trouve également quelques constructions R+2, R+3, R+4, ainsi que des maisons en bois.

### III-3-5-Infrastructures de drainage des eaux pluviales

Un dalot de 3 x 5 x 5 m est implanté en aval du talweg, à hauteur de la voie Y4. Ce dalot débouche sur un canal trapézoïdal ayant une largeur de base de 10 m et une hauteur de 5 m. À l'amont du talweg, un canal rectangulaire de largeur 4 m et de hauteur 2 m draine les eaux de la cité jusqu'au talweg. On note également la présence de voies bitumées à l'intérieur de la cité, bien que l'accès à la zone du talweg reste difficile. Le tableau 1 détaille les caractéristiques des ouvrages identifiés, tandis que la figure 9 les illustre.

Tableau 1 : Emplacements et caractéristiques des ouvrages identifiés

Ouvrages identifiés	Coordonnées	Dimensions
Dalot	Latitude : 5,401° Longitude : -3,968°	3X5X5
Canal trapézoïdal	Latitude : Entre 5,401° et 5,367° Longitude : Entre -3,968° et -3,948°	10X5



Figure 10 : Canal trapézoïdal (1) et dalot (2). (Fayama W R A, 10 juin 2024)

### III-3-6- Impact du talweg sur le cadre de vie des riverains

De nombreuses habitations et ménages proches du talweg subissent fréquemment des inondations lors des crues. Ces populations sont affectées par les eaux de ruissellement à chaque

saison des pluies. Par ailleurs, les voies d'accès au site deviennent impraticables et se détériorent davantage durant cette période. Il est également important de souligner la progression rapide de l'érosion du talweg, qui met en péril les maisons situées à ses abords.

### **Conclusion partielle**

Il ressort des visites de l'état des lieux que :

- Le site est urbanisé et densément occupé, comme en témoignent les nombreux bâtiments en matériaux précaires et durables ;
- Les infrastructures de drainage des eaux pluviales sont insuffisantes ;
- En période de pluie, les habitations situées au bord du talweg sont exposées à un fort risque d'inondations.

## IV- MÉTHODOLOGIE DE CONCEPTION

### IV-1- Matériels utilisés

#### IV-1-1-Données

Les données pluviométriques utilisées dans le cadre de cette étude sont estimées à partir des valeurs des paramètres de Montana de la station météorologiques de l'aéroport d'Abidjan. Ces valeurs, actualisées dans l'étude d'aménagement de la cuvette d'Akeikoi, sont résumées dans le tableau 2. (Terrabo Ingénieur Conseil, 2014)

**Tableau 2 : Paramètres d'ajustement de Montana (Terrabo, 2014)**

Période de retour T (ans)	Averse < 2h		Averse > 2h	
	a (T)	b (T)	a (T)	b (T)
2	451	-0,47	1904	-0,8
5	621	-0,49	2030	-0,76
10	786	-0,522	2077	-0,73
20	1012	-0,56	2100	-0,71
50	1406	-0,62	2135	-0,69
100	1828	-0,66	2177	-0,68

Dans le cadre de cette étude, et en accord avec le maître d'ouvrage (ONAD), pour cette première phase de l'étude (APS), les données topographiques de Global Mapper soit de World data avec environ 30 m de précision en latitude, ont été utilisées via le logiciel, selon le système de référence WGS 84, pour la zone d'Abidjan. Ces données ont permis de délimiter une zone allant du lit mineur du talweg jusqu'aux habitations, qu'elles soient précaires ou en dur, situées sur les crêtes.

#### IV-1-2- Outils de traitement des données

Les logiciels qui ont été utilisés dans le cadre de cette étude sont présentés dans le tableau 3.

**Tableau 3: Logiciels utilisés dans le cadre du projet**

Logiciels	Rôle dans cette étude
Google Earth Pro	-Localisation des points de l'étude ; -Voir la configuration exacte du talweg ainsi que l'emprise ; de la zone inondable et les canaux qui y sont rattachés.
Global Mapper	-Délimiter le bassin versant et son réseau hydrographique ; -Modéliser le terrain naturel.
Qgis	-Effectuer une analyse spatiale et une cartographie du site ; -Aider à la construction de la courbe hypsométrique.
AutoCAD	-Modéliser le terrain naturel ;

	-Réaliser des plans types.
Covadis	-Modéliser du terrain naturel ; -Réaliser des plans types.

## IV-2- Méthode de dimensionnement

### IV-2-1- Étude Hydrologique

L'étude hydrologique a consisté essentiellement à :

- Caractériser le bassin versant du barrage B12 ;
- Faire le choix des périodes de retour (T) et des paramètres de Montana a et b ;
- Évaluer le débit de pointe à l'aide de la méthode des réservoirs linéaires de BOUVIER.

#### IV-2-1-1- Délimitation et caractérisation du bassin versant

Un bassin versant est défini comme l'ensemble de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents situés en amont de cette section. Il est délimité naturellement par son exutoire. La délimitation du bassin versant consiste à identifier la zone géographique drainée par un cours d'eau et ses affluents, définie par son exutoire. La caractérisation, quant à elle, se réfère à l'analyse de ses paramètres physiques et géomorphologiques. Dans le cadre de cette étude, la délimitation et la caractérisation des paramètres physiques et géomorphologiques ont été réalisées à l'aide du logiciel Global Mapper. Les données obtenues ont ensuite été téléchargées et traitées à l'aide du logiciel Excel.

##### IV-2-1-1-1- Superficie et périmètre

La superficie, exprimée en km<sup>2</sup> ou en ha, désigne la mesure de l'étendue totale du bassin versant. Le périmètre d'un bassin versant, quant à lui, est la longueur de la ligne de contour du bassin, et il s'exprime en km ou en m. Dans ce projet, ces paramètres ont été générés par le logiciel Global Mapper.

##### IV-2-1-1-2- Indice de compacité

L'indice de compacité de Gravelius (KG), ou indice de compacité, se définit comme étant le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface. Il permet de comparer entre eux des bassins de même surface. L'indice de compacité est obtenu par l'équation 1.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{Équation 1})$$

Avec :

$K_G$  : Indice de compacité de Gravelius ;

P (km) : Périmètre du bassin versant ;

S (km<sup>2</sup>) : Superficie du bassin versant.

#### **IV-2-1-1-3- Longueur du chemin hydraulique**

Il s'agit de la distance entre une goutte d'eau située au point le plus éloigné du bassin versant et l'exutoire. Cette longueur a été déterminée dans le cadre de cette étude à l'aide du logiciel Global Mapper, à travers son outil "Mesure".

#### **IV-2-1-1-4- Densité de drainage $D_d$ et Dénivelée spécifique $D_s$**

La densité de drainage est définie comme le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la surface du bassin. Elle dépend de plusieurs facteurs, tels que la lithologie, la tectonique, l'exposition, le couvert végétal, les pentes et le climat.

La dénivelée spécifique est définie comme le produit de l'indice global des pentes ( $I_G$  corrigé) et de la racine carrée de la superficie (S) du bassin versant. Les formules correspondantes sont fournies par l'équation 2.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad ; \quad D_s = I_G * \sqrt{S} \quad (\text{Équation 2})$$

Avec :

$D_s$  (m) : Dénivelé spécifique ;

$D_d$  (km/km<sup>2</sup>) : Densité de drainage ;

$L_i$  (km) : Longueur du cours d'eau élémentaire ;

$I_G$  (m/km) : Indice global de pente ;

S (km<sup>2</sup>) : Superficie du bassin versant.

#### **IV-2-1-1-5- Pente moyenne du bassin versant**

Elle fournit des informations sur la topographie du bassin versant et donne une indication sur le temps de parcours, ce qui influence le temps de réponse du bassin. Sa formule est exprimée par l'équation 3 :

$$I = \frac{\Delta H}{L} \quad (\text{Équation 3})$$

Avec :

L (m) : Longueur du chemin hydraulique ;

$\Delta H$  (m) : Dénivelée entre la courbe de niveau la plus élevée (Z amont) et la courbe de niveau la plus basse (Z aval) le long de la surface, dans le sens du flux des

eaux.

I (m/m ou %) : Pente moyenne.

#### IV-2-1-1-6- Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique montre comment la superficie d'un bassin versant est répartie en fonction de l'altitude. Sur l'axe des abscisses, elle indique la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin situé au-dessus ou en dessous de l'altitude représentée sur l'axe des ordonnées. Elle illustre donc la superficie totale, ou le pourcentage de cette superficie, au-delà d'un certain niveau d'altitude. Ces caractéristiques sont les suivantes :

- Altitude moyenne : c'est l'abscisse moyenne de la courbe hypsométrique ;
- Altitude la plus fréquente : c'est l'altitude de la plus grande surface élémentaire comprise entre deux courbes de niveau successives ;
- Altitude de fréquence  $\frac{1}{2}$  : c'est l'altitude correspondant au point d'ordonnée à 50 % de la courbe hypsométrique.

À partir de cette courbe, on détermine la dénivelée à partir de l'équation 4 :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} \quad (\text{Équation 4})$$

Avec :

D (m) : Dénivelée ;

$H_{5\%}$  : Altitude correspondant à 5 % de la surface en m ;

$H_{95\%}$  : Altitude correspondant à 95 % de la surface en m.

#### IV-2-1-1-7- Indice global de pente

L'indice global de pente est déterminé après avoir tracé la courbe hypsométrique du bassin. Cette courbe montre le pourcentage de la superficie du bassin située au-dessus de chaque altitude donnée. Cet indice est un indicateur clé du relief du bassin versant. Il influence les débits de crue en modifiant les vitesses de ruissellement : une pente plus forte augmente les vitesses de ruissellement, tandis qu'une pente plus faible les diminue. Il est déterminé par l'équation 5 :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{Équation 5})$$

Avec :

D (m) : Dénivelée ;

$I_g$  (m/km) : Indice global de pente ;

L (km) : Longueur du rectangle équivalent.

#### **IV-2-1-1-8- Coefficient de ruissellement**

Le coefficient de ruissellement du bassin versant se définit comme étant un coefficient moyen traduisant le rapport entre le volume ruisselé et le volume précipité pour une pluie donnée sur la surface du bassin. Il est souvent associé au coefficient d'imperméabilisation en zone fortement urbanisée, comme dans le contexte de ce projet. Ainsi, dans ce projet, une valeur de 0,9 a été retenue pour les études, comme recommandé par le maître d'ouvrage (ONAD).

#### **IV-2-1-2- Choix de la période de retour**

En raison des contraintes liées à l'emplacement du barrage, une réunion avec le maître d'ouvrage (ONAD) a permis de fixer les périodes de retour pour cette étude. Il a été décidé d'utiliser une période de retour de 10 ans pour la retenue du barrage, une période de retour de 20 ans pour les canaux et une période de retour de 100 ans pour le seuil déversant.

#### **IV-2-1-3- Détermination des débits aux exutoires**

En Afrique, divers modèles de prévision du débit de ruissellement sont utilisés pour les bassins urbains. Qu'ils soient déterministes, probabilistes, mécanistes ou empiriques, ces modèles adoptent couramment une approche globale et se classent en deux catégories principales (Alain Morel A L'huissier, 1996) :

- **Les modèles fournissant un débit de pointe à l'exutoire** : Méthode Rationnelle, modèle de CAQUOT.
- **Les modèles générant un hydrogramme de ruissellement  $Q(t)$**  : Méthode de l'hydrogramme unitaire, modèles à réservoir (y compris le réservoir linéaire de Desbordes et de Bouvier), et modèle de Muskingum.

Dans les zones fortement urbanisées, les modèles de Caquot et de Bouvier sont les plus couramment utilisés. Ainsi, pour cette étude, le modèle de Bouvier a été retenu.

Le modèle des réservoirs linéaires de Bouvier fournit un hydrogramme complet, et non seulement le débit de pointe, contrairement à celui de Caquot, ce qui le rend particulièrement adapté au calcul des réseaux intégrant des ouvrages de rétention (Alain Morel A L'huissier, 1996). C'est pourquoi, pour cette étude, la méthode de Bouvier a été retenue. En plus de générer un hydrogramme complet, ce modèle prend en compte les caractéristiques locales de la pluviométrie ainsi que l'effet de stockage du bassin.

Dans la conception de son modèle, Bouvier considère que, pour une pluie donnée, on peut distinguer deux phases : une phase de pluie intense et une phase de pluie non intense.

#### IV-2-1-3-1 Temps de pluie intense

Cette période correspond à la durée pendant laquelle la pluie atteint son intensité maximale au cours d'une crue.

$$DM = \frac{D}{2} \quad (\text{Équation 6})$$

Où D est donné par l'équation 7

$$D = 5.93A^{0.441} \quad (\text{Équation 7})$$

Avec :

DM (min) : Temps de pluie intense

D (min) : Temps de base

A (ha) : Superficie du BV

#### IV-2-1-3-2- Durée de pluie totale

Elle correspond à la durée totale d'une averse sur le bassin.

$$DP = 5D \quad (\text{Équation 8})$$

Avec :

DP (min) : La durée de pluie totale

#### IV-2-1-3-3- Intensité de pluie intense

Bouvier définit donc une intensité de pluie intense noté  $i_B$  qui est déterminé par l'équation 9.

$$i_B = a(DM)^b \quad (\text{Équation 9})$$

Avec :

$i_B$  (mm/min) : Intensité de pluie intense

DM (min) : Temps de pluie intense

a et b sont les paramètres de Montana fonction du temps de retour T.

#### IV-2-1-3-4- Intensité de pluie non intense

Bouvier définit donc une intensité de pluie non intense, noté  $i_A$ , qui est déterminé par l'équation 10.

$$i_A = a(DP - DM)^b \text{ (Équation 10)}$$

Avec :

$i_A$  (mm/min) : Intensité de pluie intense

DM (min) : Temps de pluie intense

DP (min) : Durée de pluie totale

a et b sont les paramètres de Montana fonction du temps de retour T.

#### IV-2-1-3-5- Choix du pas de temps

Pour le choix du pas de temps, il est généralement recommandé de le sélectionner suffisamment petit par rapport à DM (idéalement inférieur à DM/4). Cependant, afin de réduire la complexité des calculs dans notre étude, nous avons opté pour un pas de temps de 5 minutes. Par ailleurs, le hyétogramme en double triangle symétrique sera simplifié en utilisant un double rectangle symétrique, tout en s'assurant de maintenir les mêmes hauteurs pour la pluie intense (DM) et pour la pluie non intense (DP-DM). (Alain Morel A L'huissier, 1996)

#### IV-2-1-3-6- Intensité de pluie nette

Les intensités de pluie nettes sont calculées pour chaque  $i_k$ , qui correspond à l'intensité de la pluie enregistrée au cours du k-ième intervalle de temps, suite à la discrétisation de la pluie brute. Ce calcul intègre les pertes par ruissellement, lesquelles sont traitées différemment selon Bouvier, pour les bassins de type I (faiblement urbanisés sans couverture végétale) et ceux de type II (les autres types de bassins).

Dans le cadre de notre étude, nous avons choisi d'utiliser le modèle II, étant donné que nos bassins ne se situent pas dans des zones faiblement urbanisées. Ce modèle permet de calculer les débits à ruisseler sur deux sous bassins fictifs, parallèles et indépendants :

- Celui constitué par les surfaces imperméabilisées (de surface  $IMP \times A$ ) sur lesquelles on considère que la pluie brute ruisselle totalement.
- Celui constitué des surfaces non imperméabilisées (d'une surface de  $(1-IMP) \times A$ ), sur lesquelles une perte initiale équivalente à une lame d'eau STO (en mm) est observée.

Une fois cette perte initiale compensée, une perte continue proportionnelle à l'intensité de la pluie se produit, avec C comme coefficient de proportionnalité.

En suivant ce modèle, l'intensité de pluie nette  $P_k$  (reliée aux débits de ruissellement) est donnée par l'équation 11.

$$P_k = IMP * A * i_k + (1 - IMP) * C * \left( i_k - \frac{STO}{\Delta t} \right) \text{ (Équation 11)}$$

Avec :

$I_k$  : Intensité de pluie précipitée au k-ième pas de temps

C : Coefficient de proportionnalité

$\Delta t$  (min) : Pas de temps

$P_k$  (m<sup>3</sup>/min) : Intensité de pluie nette au k-ième pas de temps

IMP : Coefficient d'imperméabilité

A (m<sup>2</sup>) : Surface du bassin

STO (mm) : Intensité de perte initiale

L'expression  $(i_k - STO/\Delta t)$  représente l'intensité de pluie brute ou précipitée restante après avoir pris en compte toutes les pertes. Dans un modèle de type II, la valeur initiale de la perte STO et le coefficient de ruissellement C sont déterminés par les équations 12 et 13.

$$STO = 1.7 * STO_{exp} \text{ (Équation 12)}$$

$$C = C_{exp} / 1.7 \text{ (Équation 13)}$$

Où les coefficients  $STO_{exp}$  et  $C_{exp}$  sont respectivement égal à 5 mm et 0,85.

#### IV-2-1-3-7- Estimation des débits

Une fois les intensités de pluie nettes déterminées, le modèle de Bouvier de type II permet de calculer le débit de ruissellement en utilisant l'équation 14.

$$q_k = q_{k-1} e^{-\frac{\Delta t}{K}} + P_k \left( 1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}} \right) \text{ (Équation 14)}$$

Où K la lagtime ou temps de réponse du bassin versant est défini par l'équation 15.

$$K = 0.45 * A^{0.304} * IMP^{-0.453} * I^{-0.385} \text{ (Équation 15)}$$

Avec :

$P_k$  (m<sup>3</sup>/min) : Intensité de pluie nette au k-ième pas de temps

$q_k$  (m<sup>3</sup>/min) : Débit au k-ième pas de temps

$K$  (min) : lagtime

$\Delta t$  (min) : Pas de temps

IMP : Coefficient d'imperméabilisation (en rapport)

$A$  (ha) : Superficie du bassin versant

$I$  (%) : Pente du bassin versant

Les valeurs des débits discrétisés permettent d'obtenir l'hydrogramme qui, à son sommet, porte le débit maximal arrivant à l'exutoire.

#### IV-2-1-3-8- Estimation du transport solide

Le transport des matières solides dans un cours d'eau se déroule selon deux mécanismes principaux : d'une part, le charriage, où les sédiments lourds sont déplacés en glissant ou en roulant au fond du lit par l'action de la force de frottement ; d'autre part, la suspension, où des particules plus fines sont emportées par la turbulence de l'eau et transportées sur de plus grandes distances. Ces apports solides résultent principalement des phénomènes d'érosion causés par des agents comme le ruissellement, lui-même induit par les précipitations, ainsi que par l'action des vents. Dans cette étude, cet aspect est abordé afin de mettre en place des mesures préventives destinées à limiter l'encombrement des infrastructures hydrauliques. Le débit solide est obtenu à l'aide de la formule de KARAMBIRI :

$$V = D * S \text{ (Équation 16)}$$

$$D = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2.02} * S^{-0.1} * [0.25 + 1.13(h + r)]^{1.15} \text{ (Équation 17)}$$

Avec :

$D$  (m<sup>3</sup> /km<sup>2</sup> /an) : Dégradation spécifique annuelle

$V$  (m<sup>3</sup> /an) : Volume annuel de dépôts solides

$P$ (mm) : Pluviométrie moyenne annuelle

$S$ (km<sup>2</sup>) : Superficie du bassin versant

$h$  : Paramètre anthropique

$r$  : Paramètre morphologique.

#### IV-2-2- Étude hydraulique

L'étude hydraulique a consisté en quatre (4) grands points :

- Traiter les données topographiques afin de réaliser le MNT (Modèle Numérique de Terrain). ;
- Modélisation et mise en évidence des zones d'inondations du site ;
- Déterminer les dimensions de l'ouvrage de vidange et le volume de la retenue de crue ;
- Dimensionner les ouvrages.

#### IV-2-2-1- Calcul de la section hydraulique des canaux

L'équation de Manning-Strickler a été utilisée pour déterminer la section ou la capacité d'évacuation des canaux. Cette formule est exprimée par l'équation 18.

$$Q = US = K_s R_h^{2/3} J_f^{1/2} S \quad (\text{Équation 18})$$

Avec :

Q (m<sup>3</sup>/s) : Le débit de pointe à évacuer ;

K<sub>s</sub> : Le coefficient de Strickler, K<sub>s</sub> = 70 pour les canaux en béton armé ;

R<sub>h</sub> (m) : Le rayon hydraulique ;

J<sub>f</sub> (%) : La pente longitudinale de la conduite ;

S (m<sup>2</sup>) : La surface mouillée.

#### IV-2-2-2- Dimensionnement des ouvrages du barrage

Un barrage écrêteur est généralement constitué d'une cuvette (ou retenue), d'une digue, d'un évacuateur de crue, et d'un dispositif de vidange.

##### IV-2-2-2-1- Dimensionnement du collecteur de vidange

Il s'agit d'un dispositif hydraulique conçu pour vidanger volontairement la retenue, notamment en cas de désordres graves ou pour des opérations d'inspection et de maintenance. Situé dans la partie basse du barrage, l'organe de vidange n'est pas nécessairement installé au point le plus bas. Dans ce cas, une vidange complète par gravité n'est pas possible, laissant un volume d'eau résiduel en place. Le débit de fuite Q<sub>f</sub> correspondant à la restitution au niveau de la retenue, dépend de la section de l'ouvrage et de la hauteur d'eau dans la retenue. Dans cette étude, l'organe de vidange est un dalot en béton armé. Étant donné que ce débit n'est pas constant, chaque pas de temps correspond à un débit spécifique. Le débit Q<sub>f</sub> est calculé à l'aide de l'équation 19.

$$Q_f = m * S * \sqrt{2gH} \quad (\text{Équation 19})$$

Avec :

$Q_f$  (m<sup>3</sup> /s) : Débit de fuite

$m$  : Coefficient de débit pris à 0,7

$S$  (m<sup>2</sup>) : Section hydraulique de l'ouvrage (pertuis de fond)

$H$  (m) : Hauteur d'eau dans la retenue.

Le tirant d'eau a été déterminé à l'aide de la courbe hauteur-volume, construite à partir des données générées par le logiciel Global Mapper. Cette courbe a permis d'établir une équation exprimant la relation entre la hauteur de l'eau et les volumes correspondants. Il est crucial de vérifier que le volume de stockage du bassin reste inférieur ou égal à la limite maximale définie par cette courbe. Afin d'atteindre ce volume optimal, la dimension de la section du pertuis de fond a été ajustée de manière itérative jusqu'à obtenir un résultat conforme aux exigences.

#### IV-2-2-2-2- Volume de la retenue

En connaissant le débit entrant à chaque intervalle de temps, et le débit de fuite donné par l'équation 19, le volume de la retenue est obtenu en effectuant la différence entre le volume entrant et le volume sortant comme présenté à l'équation 20.

$$V_r = V_e - V_s \quad (\text{Équation 20})$$

Avec :

$V_r$  (m<sup>3</sup> /s) : Volume de la retenue

$V_e$  (m<sup>3</sup> /s) : Volume d'eau entrant dans la retenue

$V_s$  (m<sup>3</sup> /s) : Volume d'eau sortant dans de la retenue

#### IV-2-2-2-3- Dimensionnement de la digue

Une digue est une structure hydraulique conçue pour contenir et retenir les eaux. Elle se compose d'un remblai longitudinal et constitue un ouvrage continu sur une certaine longueur, visant à empêcher l'inondation des basses-terres. Elle se caractérise par sa hauteur, son emprise au sol et sa largeur crête.

##### IV-2-2-2-3-1- Hauteur de la digue

La hauteur de la digue ( $H_D$ ) est déterminée en additionnant la hauteur de la retenue d'eau, la hauteur de la lame d'eau au-dessus du déversoir, et la marge de sécurité appelée revanche.

La hauteur des Plus Hautes Eaux (PHE), notée  $H_{PHE}$  est déterminée en ajoutant à la hauteur du niveau de la retenue la lame d'eau au-dessus du seuil, en tenant compte de l'effet de laminage. Cette valeur représente une marge de sécurité essentielle pour protéger l'ouvrage contre les

risques d'inondation. En d'autres termes, elle correspond à une hauteur critique permettant à la structure de rester hors d'eau, même lors d'une montée significative du niveau des eaux. Cette hauteur est calculée à l'aide de l'équation (21).

$$H_{PHE} = H_{PEN} + h \quad (\text{Équation 21})$$

Avec :

$H_{PHE}$  (m) : Hauteur des plus hautes eaux

$H_{PEN}$  (m) : Hauteur du plan d'eau normal

$H$  (m) : Lamme d'eau au-dessus du seuil

$HD$  (m) : Hauteur de la digue

$R$  (m) : Revanche

La hauteur de la retenue, également appelée Plan d'Eau Normal (PEN), notée  $H_{PEN}$ , est calculée à l'aide de l'équation (22).

$$H_{PEN} = Z_{PEN} - Z_{Lit\ mineur} \quad (\text{Équation 22})$$

Avec :

$H_{PEN}$  (m) : Hauteur du plan d'eau normal

$Z_{PEN}$  (m) : Côte du plan d'eau normal

$Z_{lit\ mineur}$  (m) : Côte du lit mineur

La revanche ( $R$ ) représente la hauteur de sécurité prévue en amont du barrage. Elle est conçue pour protéger la digue contre les risques d'invasion ou de débordement. Cette hauteur prend en compte la hauteur potentielle des vagues, qui dépend de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau. Elle intègre également l'effet de projection de l'eau vers la crête, un phénomène résultant de la rupture des vagues contre le talus amont. Ce phénomène varie en fonction de la profondeur de l'eau au niveau du barrage (Durand J. M, Royet P et Meriaux P, 1999). La revanche est calculée à l'aide des équations 23, 24 et 25.

$$R = 0.75 * \left( H_v + \frac{V_v^2}{2g} \right) \quad (\text{Équation 23})$$

$$H_v = 0.5 + \frac{\sqrt{L_{fetch}}}{3} \quad (\text{Équation 24})$$

$$V = 1.5 + 2H_v \quad (\text{Équation 25})$$

Avec :

R (m) : La revanche

H<sub>v</sub>(m) : Hauteur des vagues

V<sub>v</sub>(m/s) : Vitesse de propagation des vagues

L<sub>fetch</sub> (km) : Longueur de la retenue

La hauteur de la digue est donnée par l'équation 26.

$$H_d = H_r + h + R \quad (\text{Équation 26})$$

Avec :

H<sub>r</sub> (m) : Hauteur de la retenue ou PEN

h (m) : Lamme d'eau au-dessus du seuil ou hauteur max au niveau du

R (m) : Revanche

#### IV-2-2-2-3-2- Largeur de la crête

La largeur de la crête de la digue, notée l<sub>c</sub>, est conçue pour garantir le passage des engins de chantier et faciliter les opérations d'entretien de la structure (Diomande Y, 2020). Son dimensionnement a été réalisé en suivant les formules proposées par Knappen et Preece, qui prennent en compte les caractéristiques de stabilité et d'accessibilité de l'ouvrage. Son expression est donnée par l'équation 27.

$$l_c = 1.65 * \sqrt{H_D} \quad \text{et} \quad l_c = 1.1 * \sqrt{H_D} + 1 \quad (\text{Équation 27})$$

Avec :

H<sub>D</sub> (m) : Hauteur de la digue

l<sub>c</sub> (m) : largeur en crête

#### IV-2-2-2-3-3- La largeur en base

La largeur en base représente l'emprise au sol de la digue. Elle est calculée par l'équation 28.

$$B = l_c + H(m_1 + m_2) \quad (\text{Équation 28})$$

Avec :

B (m) : La largeur en base

$l_c$ (m) : Largeur en crête

H(m) : Hauteur de la digue

$m_1$  : fruit amont

$m_2$  : fruit aval

Les pentes des talus sont déterminées en fonction de la nature des matériaux utilisés et de la hauteur de la digue. Pour les barrages homogènes, l'argile peu plastique est privilégiée en raison de ses propriétés hydrauliques et mécaniques. Ces caractéristiques permettent d'adopter des pentes stables comprises entre 1/2 et 1/2,5, sous réserve d'un compactage adéquat. Dans le cadre de cette étude, une pente de 1/2,5 a été retenue pour les talus amont et aval, conformément aux normes de conception et en tenant compte de l'utilisation d'argile peu plastique.

#### IV-2-2-2-4- Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Un déversoir, également appelé évacuateur de crue, est une structure destinée à évacuer ou détourner l'excès d'eau lorsque l'ouvrage de vidange ne peut pas gérer le débit lors de fortes crues. Il est généralement constitué de :

- D'un déversoir ou seuil au-dessus duquel la lame d'eau peut s'écouler
- D'un chenal dans lequel débite le seuil
- D'un coursier dont la pente est plus forte
- D'un ouvrage dissipateur qui permet d'abattre l'énergie érosive de l'eau

Pour cette étude, en collaboration avec le maître d'ouvrage, il a été décidé de concevoir un barrage homogène équipé d'un évacuateur de crue à surface libre. Cet évacuateur comprendra un déversoir-poids en béton, de profil Craeger, dont la forme est spécifiquement conçue pour suivre la courbe d'une nappe d'eau s'écoulant librement au-dessus d'une paroi mince.

#### IV-2-2-2-4-1-Détermination de la longueur déversant

La longueur déversant nécessaire pour évacuer un débit Q sous une charge maximale amont h a été calculée en utilisant la méthode de l'EIER-CIEH ou le coefficient  $X_o$ . La relation de l'équation 29 est appliquée.

$$L = \frac{Q_p}{m * h^2 * \sqrt{2g}} \quad (\text{Équation 29})$$

La non-prise en compte de l'effet de laminage se traduit par l'ajout d'un indice, qui, dans notre cas, est égal à 1 dans l'expression générale. L'équation 30 est donc obtenue.

$$L_1 = \frac{Q_p}{m * h^{\frac{3}{2}} * \sqrt{2g}} \quad (\text{Équation 30})$$

On calcul ensuite  $X_{01}$  à partir de l'équation 31.

$$X_{01} = \frac{m^2 * g * L_1^2 * Q_p * t_m^3}{S_{PEN}} \quad \text{Avec } t_m = \left[ \frac{0,06 * Q_f}{10 * C_a * A * a(1 - b)} \right]^{-1/2} \quad (\text{Équation 31})$$

Pour la suite des calculs, on considérera le logarithme en base 10 de  $X_{01}$ . Le même processus sera suivi pour calculer la longueur déversant ( $L_2$ ), mais cette fois-ci, en prenant en compte l'effet du laminage qui peut être évalué sous la forme d'un coefficient  $\beta_1$  dont l'expression est donnée par l'équation 32.

$$\beta_1 = \frac{Q_p}{Q_{ev1}} \quad (\text{Équation 32})$$

En introduisant ce coefficient dans l'expression de  $L_2$ , on recommence avec  $L_2$  le calcul de  $X_{02}$ , puis on considère le logarithme à base 10 et on détermine  $L_3$ .

Avec :

$Q_p$  ( $m^3/s$ ) : Débit maximal du projet

$Q_f$  ( $m^3/s$ ) : Débit de fuite

$m$  : Coefficient de débit pris à 0.48 (profil Craeger)

$h$  (m) : Charge sur le seuil

$t_m$  (s) : Temps de montée des eaux

$S_{PEN}$  ( $m^2$ ) : Surface du plan d'eau normale

On procédera de même pour déterminer  $L_3$  et ainsi de suite jusqu'à trouver une valeur convergente de  $L$ .

#### IV-2-2-2-4-2- La hauteur du déversoir

La hauteur totale  $H_{dev}$  d'un déversoir à profil Craeger est la somme de trois composantes principales, permettant d'assurer un écoulement optimal tout en tenant compte de la sécurité et des caractéristiques hydrauliques du site. Elle peut être formulée par l'équation 33.

$$H_{dev} = h + T + P \quad (\text{Équation 33})$$

Où :

$h$  (m) : La charge au-dessus du seuil (lame d'eau)

$T$  (m) : Le tirant d'air

$P$  (m) : La pelle hydraulique

La pelle hydraulique représente la hauteur correspondant à la partie immergée du déversoir, située sous le niveau du seuil, et qui assure la stabilité de l'écoulement ainsi que celle de la structure.

#### IV-2-2-2-4-3- Le chenal

Le chenal suit directement le déversoir et présente généralement une forme rectangulaire. Sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour maintenir un régime d'écoulement contrôlé. Juste en aval du déversoir, un ressaut se forme, initiant un écoulement fluvial. De ce fait, le chenal doit répondre à deux critères :

- Il doit avoir une pente suffisamment faible pour écouler les eaux ;
- Sa profondeur normale doit être supérieure à la profondeur critique.

Ainsi, son dimensionnement commence par la détermination de la pente critique et de la hauteur critique par les équations 34 et 35.

$$Y_C = 0.47 * \left( \frac{Q_{lam}}{L_{dév}} \right)^{2/3} \quad (\text{Équation 34})$$

$$I_C = \left[ \frac{Q_{lam}(L_{dév} + 2Y_C\sqrt{1+m^2})^{2/3}}{KS(L_{dév}Y_C + mY_C^2)^{5/3}} \right]^2 \quad (\text{Équation 35})$$

La profondeur normale est ensuite calculée par itération en utilisant la formule de Manning-Strickler, avec une pente  $I$  fixée à 0.15%. Son expression est donnée par l'équation 36.

$$Y_n = \left( \frac{Q}{K_S\sqrt{I}} \right)^{3/5} \times \frac{[b + 2y\sqrt{1+m^2}]^{2/5}}{b + my_n} \quad (\text{Équation 36})$$

Par la suite, on déterminera la vitesse de l'eau, la revanche et la hauteur du chenal à partir des équation 37, 38 et 39.

$$V = \frac{Q_{lam}}{L_{dév} * Y_n} \quad (\text{Équation 37})$$

$$R = 0.6 + 0.05 * V * Y_n^{1/3} \quad (\text{Équation 38})$$

$$H = R + Y_n \quad (\text{Équation 39})$$

Avec :

$Q_{Lam}$  (m<sup>3</sup>/s) : Débit laminé

$L_{dév}$  (m) = b : Longueur déversant (largeur de déversoir)

V (m/s) : Vitesse d'eau dans le chenal

$Y_n$  (m) : Hauteur normale du tirant d'eau

H (m) : Hauteur du chenal

R (m) : Revanche du chenal

$K_s$  : Coefficient de Strickler

$I_C$  (%) : Pente critique

$Y_C$  (m) : Hauteur critique du tirant d'eau

$m = 0$  ; car le chenal à une forme rectangulaire

#### IV-2-2-2-4-4- Le coursier

Le coursier, généralement de section rectangulaire, succède au chenal et dirige l'eau vers le talweg. Composé principalement de deux parties, il permet de compenser la différence de hauteur entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière en aval. Le dimensionnement du coursier commence par la détermination de la longueur du convergent dont l'expression est donnée par l'équation 49.

$$L = 2.5(l_1 + l_2) \quad (\text{Équation 49})$$

Puis à la détermination des paramètres des équations 41 et 42.

$$L_C = Q_{lam}^{0.4} \quad (\text{Équation 41})$$

$$Y_C = 0.47 \times \left(\frac{Q_e}{L_C}\right)^{2/3} \quad (\text{Équation 42})$$

Avec :

L (m) : Longueur du convergent

$l_1$  (m) : largeur du chenal

$l_2$  (m) : largeur du coursier

$Q_{lam}$  (m<sup>3</sup>/s) : Débit laminé

$L_c$  (m) : Largeur du coursier

$Y_C$  (m) = Tirant d'eau critique

Puis on détermine la vitesse de l'eau dans le coursier à partir de l'équation 43.

$$V = \frac{Q_{lam}}{L_c \times Y_n} \quad (\text{Équation 43})$$

Avec  $Y_n$  (m) la hauteur du tirant d'eau dans le coursier.

La figure 11 présente le tirant d'eau dans un coursier

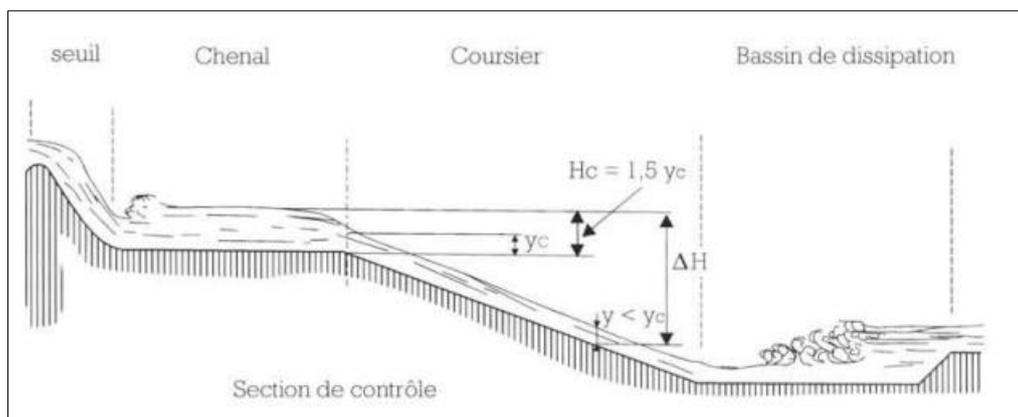


Figure 11: Tirant d'eau dans un coursier (Durand J. M, Royet P et Meriaux P, 1999)

Enfin on détermine la revanche à travers la formule proposée par « design of small dams » à l'aide de l'équation 44.

$$R = 0.6 + 0.05 \times V \times H^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Équation 44})$$

Avec :

$V$  (m/s) : La vitesse d'écoulement dans le coursier

$H$  (m) : La hauteur du tirant d'eau dans le coursier

Il est important de souligner que, dans la première section du coursier, notamment au niveau de la section de contrôle (convergent), le tirant d'eau normal doit correspondre au tirant d'eau critique. Cela permet de garantir un écoulement contrôlé et une transition efficace vers la phase suivante du coursier.

Dans la seconde partie du coursier, après la section de contrôle, le tirant d'eau normal doit être inférieur au tirant d'eau critique pour induire un régime torrentiel. Ce régime, caractérisé par

une vitesse d'écoulement élevée et une pente plus prononcée, permet d'évacuer rapidement les débits importants et de maintenir la stabilité hydraulique de la structure.

Ces variations des tirants d'eau sont essentielles pour contrôler les vitesses d'écoulement et les régimes hydrauliques dans le coursier, assurant ainsi que le système peut faire face aux conditions de débit tout en évitant des phénomènes de ressaut hydraulique non maîtrisés dans les zones critiques.

#### IV-2-2-2-4-5- Le bassin de dissipation

Le bassin de dissipation a pour fonction de réduire l'énergie de l'eau en provenance du coursier. En effet, si cette énergie hydraulique n'est pas correctement dissipée lors de la chute en aval des pertuis (qu'ils soient en charge ou à l'air libre), cela peut causer des dommages importants au point de restitution dans le talweg, pouvant aller jusqu'à la détérioration des ouvrages.

Le ressaut hydraulique est un phénomène qui se manifeste par une élévation soudaine du niveau de l'eau, où l'écoulement passe brusquement d'un régime torrentiel à un régime fluvial. La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude dont l'expression est donnée par l'équation 45 :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \times Y}} \quad (\text{Équation 45})$$

Avec :

V(m/s) : Vitesse au pied du coursier

Y(m) : Calcul du tirant au pied du coursier

Son calcul nécessite de résoudre le système des équations 46 et 47.

$$V = \sqrt{2 \times g \times [0.9 \times (H + h) - Y_1]} \quad (\text{Équation 46})$$

$$Y = \frac{Q_{lam}}{L' \times V} \quad (\text{Équation 47})$$

Avec :

$Q_{lam}$  (m<sup>3</sup>/s) : Débit laminaire

V(m/s) : vitesse de l'eau au pied du coursier

Y<sub>1</sub> (m) : le tirant d'eau au pied du coursier

H (m) : Hauteur de la retenue

$H$  (m) : Hauteur au-dessus du seuil

$L$  (m) : Largeur du coursier à sa jonction avec le bassin

Pour compléter le dimensionnement du bassin, il est nécessaire de déterminer sa longueur et sa profondeur. En général, la longueur du bassin doit être supérieure à la longueur  $L_r$  du ressaut. En ce qui concerne la profondeur  $\Delta h_0$ , elle doit être définie de manière à ce que la condition suivante soit remplie :  $Z_2 \leq Y_n$ . Autrement dit, la différence entre la profondeur  $Y_2$  et la profondeur du bassin  $\Delta h_0$  doit être inférieure ou égale à une constante  $C$ . Par conséquent, la profondeur minimale requise est calculée en utilisant la relation :  $\Delta h_0 \geq Y_2 - Y_n$ . La figure 12 présente la coupe d'un profil type d'un bassin de dissipation.

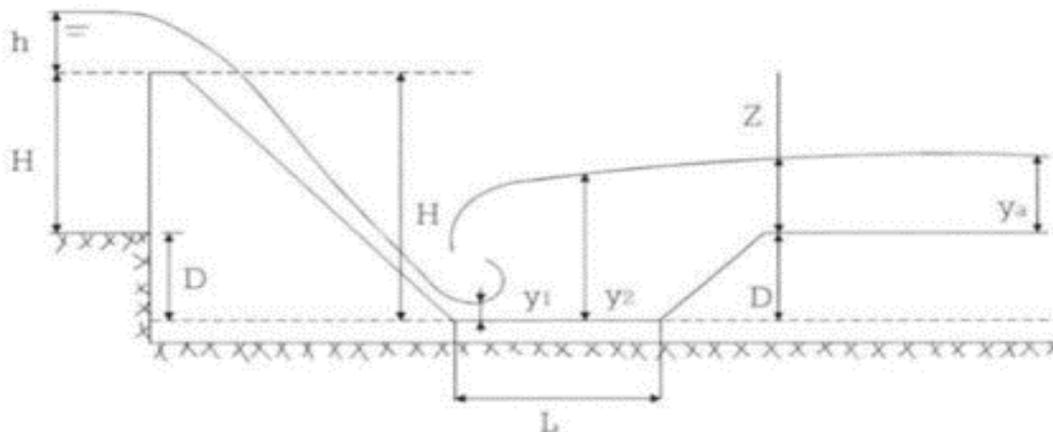


Figure 12 : Profil d'un bassin de dissipation (Durand J. M, Royet P et Meriaux P, 1999)

Dans le cadre de cette étude, le tirant d'eau aval  $Y_n$  a été déterminé à partir de l'équation de Manning Strickler. La hauteur du bassin est obtenue à partir de l'équation 48.

$$H = h + \Delta h_0 \quad (\text{Équation 48})$$

Avec :

$h$  (m) : la charge disponible en haut du seuil

En aval, il est indispensable de mettre en place des dispositifs tels que des enrochements ou des gabions afin de protéger l'ouvrage de dissipation dimensionné. Pour cette étude, nous procéderons à un enrochement selon la méthode SOGREAH. On détermine à l'aide des abaques de l'ANNEXE 18 la vitesse  $V_e$  de début d'entraînement des matériaux (sable) du lit en aval du bassin, puis on détermine le diamètre minimum  $D$  des enrochements nécessaires. Enfin, on calcule l'épaisseur de la couche d'enrochements, qui doit être égale à au moins trois fois le diamètre  $D$ . L'épaisseur de la couche est obtenue à partir de l'équation 49.

$$E = 3\Delta h_0 \quad (\text{Équation 49})$$

Avec E (m) l'épaisseur de la couch.

#### **IV-3-Impact environnemental et social**

L'impact environnemental et social sera évalué selon la méthodologie suivante :

- **Le contexte du projet** sera présenté en détaillant les objectifs et les caractéristiques principales du barrage écrêteur B12, ainsi que la justification de l'étude pour en souligner l'importance.
- **L'analyse de la zone d'implantation** inclura une évaluation des caractéristiques géographiques et écologiques, telles que la topographie, les sols, les eaux et les écosystèmes locaux, ainsi qu'une étude du contexte social et foncier.
- **L'identification des impacts environnementaux** englobera l'évaluation des effets potentiels sur les communautés locales, notamment la délocalisation et les perturbations, ainsi que sur les sols et les terres agricoles. L'étude couvrira également les impacts sur les écosystèmes, la qualité de l'eau, et la biodiversité.
- Des **mesures d'atténuation** seront proposées pour minimiser les impacts négatifs identifiés, afin de réduire les effets indésirables sur l'environnement et les communautés locales.

## V- ÉTUDE DE FAISABILITÉ TECHNIQUE

### V-1- Caractéristiques du bassin versant du barrage B12

Le bassin versant du barrage B12 dont les coordonnées géographiques de l'exutoire 3°58'15" W et 5°24'16" N est présenté à la figure 13. Ce bassin couvre une superficie de 10,775 km<sup>2</sup> avec un périmètre de 28,97 km. Il a une forme allongée ( $K_G > 1$ ) et un relief de classe faible ( $D_s < 50$  m). Les altitudes du bassin varient entre 68 m et 118 m. Cette variation altitudinale a un impact significatif sur les pentes, qui jouent un rôle important dans le comportement des écoulements et influencent directement les débits aux différents points de sortie du bassin

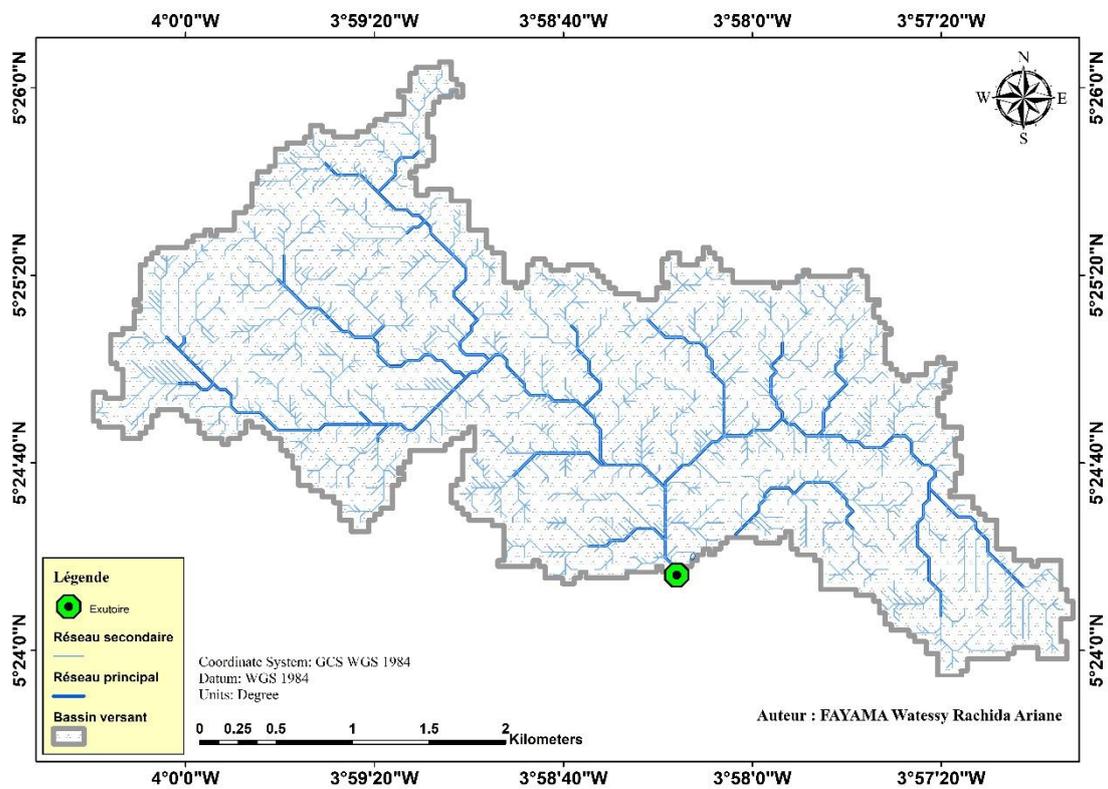


Figure 13 : Schémas du bassin versant du barrage B12

Le tableau 4 présente la synthèse des caractéristiques physique du bassin versant du barrage B12

**Tableau 4 : Caractéristiques physiques du bassin versant**

Paramètres	Valeurs
Coordonnées de l'exutoire	3°58'15" O et 5°24'16" N
Superficie (ha)	1077,5
Superficie active (ha)	759,97
Périmètre (Km)	28,97
Longueur du rectangle équivalent (Km)	13,697
Longueur du talweg (m)	1 142

Le tableau 5 présente la synthèse des caractéristiques physique du bassin versant du barrage B12

**Tableau 5 : Caractéristiques morphologique du bassin versant du barrage B12**

Paramètres	Valeurs
Icomp	2,47
I <sub>g</sub> (m/km)	1,53
Pente moy (%)	0,87
D <sub>s</sub> (m)	5,03
D <sub>d</sub> (km/km <sup>2</sup> )	12,45

## V-2- Calcul des débits

### V-2-1- Calcul des apports solides

Le calcul du débit solide permet d'évaluer la quantité de sédiments transportés par le cours d'eau, en lien avec l'érosion et le ruissellement. Ces résultats sont essentiels pour anticiper les risques d'envasement et de dégradation des infrastructures hydrauliques, et sont présentés dans le tableau 6.

**Tableau 6 : Évaluation des apports solides**

Matricule	Superficie active Km <sup>2</sup>	Pluviométrie moyenne annuelle (mm)	h+r	D (m <sup>3</sup> /Km <sup>2</sup> /an)	Volume (m <sup>3</sup> /an)
Retenue B12	7,6	1916	1,6	37,15	282,32

### V-2-2- Calcul du débit liquide

Les débits figurant dans le tableau 7 ont été déterminés pour différentes périodes de retour à l'aide de la méthode des réservoirs linéaires de Bouvier, conformément à la méthodologie décrite dans ce rapport.

**Tableau 7 : Détermination du débit**

Période de retour T (ans)	D (min)	DM (min)	DP (min)	$i_A$ (mm/min)	$i_B$ (mm/min)	K (min)	Débit Q (m <sup>3</sup> /s)
10	128,929	64,465	644,645	0,333	1,654	23	179
20				0,480	1,817		197
100				0,382	2,135		232

Pour les périodes de retour de 10, 20 et 100 ans, les débits obtenus sont respectivement de 179 m<sup>3</sup>/s, 197 m<sup>3</sup>/s et 232 m<sup>3</sup>/s.

En plus des débits, la méthode de Bouvier a permis de générer des hyétogrammes et des hydrogrammes de crue pour chaque période de retour, dont des extraits sont présentés aux figures 14, 15 et 16.

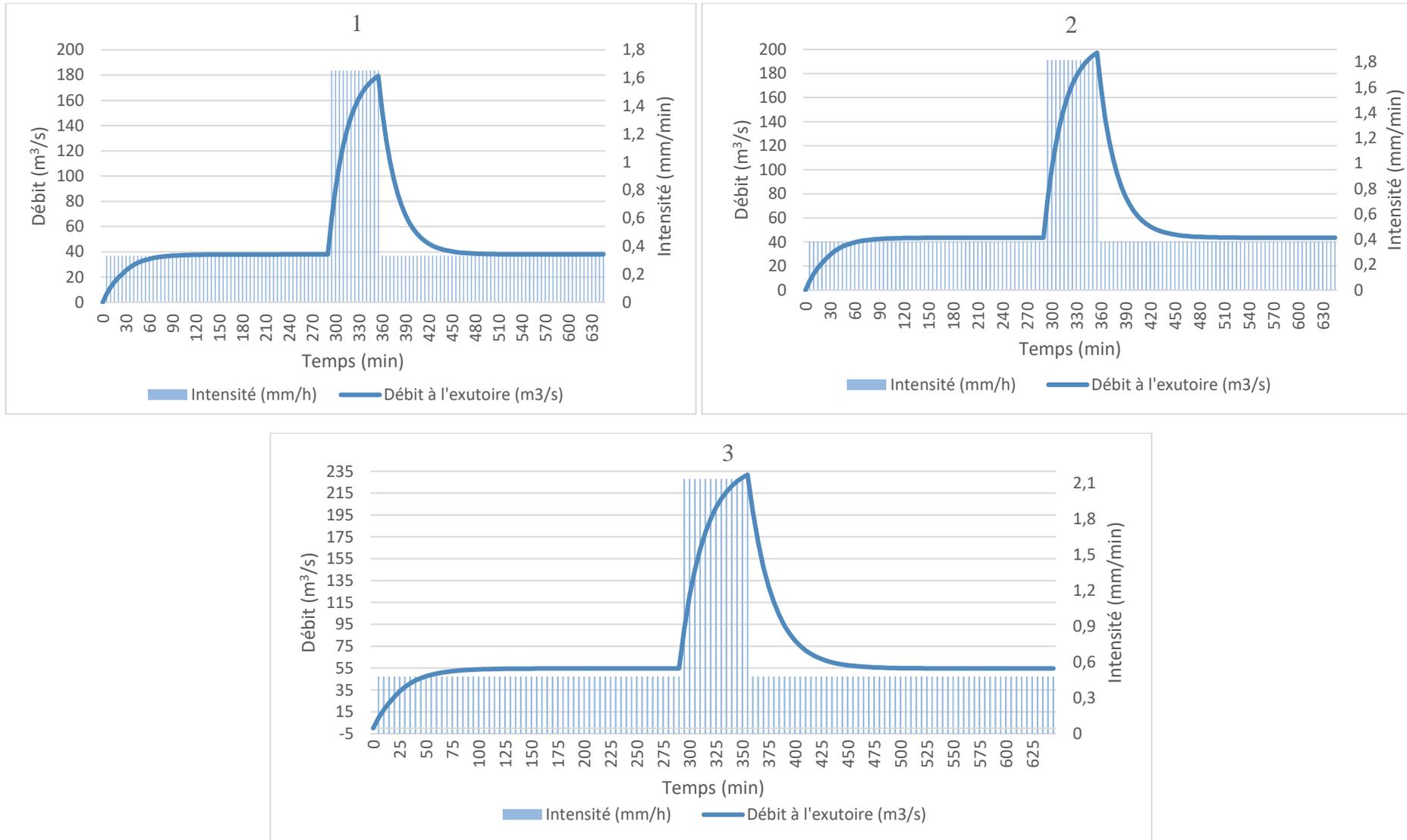


Figure 14 : Hydrogramme et Hyétogramme de crue pour une période de retour de 10 ans (1), 20 ans (2) et 100 ans (3)

### V-3- Dimensionnement du canal d'amené

Le dimensionnement du canal d'amenée, situé à la sortie du pertuis de fond, s'étend sur l'ensemble du linéaire du talweg jusqu'à l'exutoire (dalot 3×5×5). Il est subdivisé en deux sections (Voir annexe 14). Le tableau 8 présente les dimensions adoptées. Les pentes ont été déterminées en fonction du profil topographique du terrain. Ce profil en long, généré à partir du modèle numérique produit sur Global Mapper, permet d'adapter les pentes de chaque segment de canal à la configuration naturelle du sol.

**Tableau 8 : Section du canal d'amené**

Nom	Longueur (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	B (m)	Y (m)	I (%)	V (m/s)
Section AB	100	55	8	1,3	0,57	5,19
Section BC	290	121	8	2,2	0,57	6,67

### V-4- Dimensionnement de la retenue du barrage

#### V-4-1- Détermination et modélisation des superficies inondables

En se basant sur la configuration topographique, les courbes Hauteur-Volume et Hauteur-Surface ont été établies. Le modèle de Bouvier permet de calculer, pour un bassin versant donné, le volume d'eau atteignant l'exutoire pour chaque période de retour. Ce volume est ensuite converti en hauteur grâce à la courbe Hauteur-Volume, puis en surface à l'aide de la courbe Hauteur-Surface. La surface obtenue représente la superficie de la retenue et, par conséquent, la zone inondable ou zone d'impact du bassin versant pour chaque période de retour. La figure 14 et le tableau 9 présentent ces différentes superficies ainsi obtenues et leurs valeurs respectives.

**Tableau 9: Surfaces inondable**

Période de retour (T)	10 ans	100 ans
Superficie (ha)	28.23	36.11

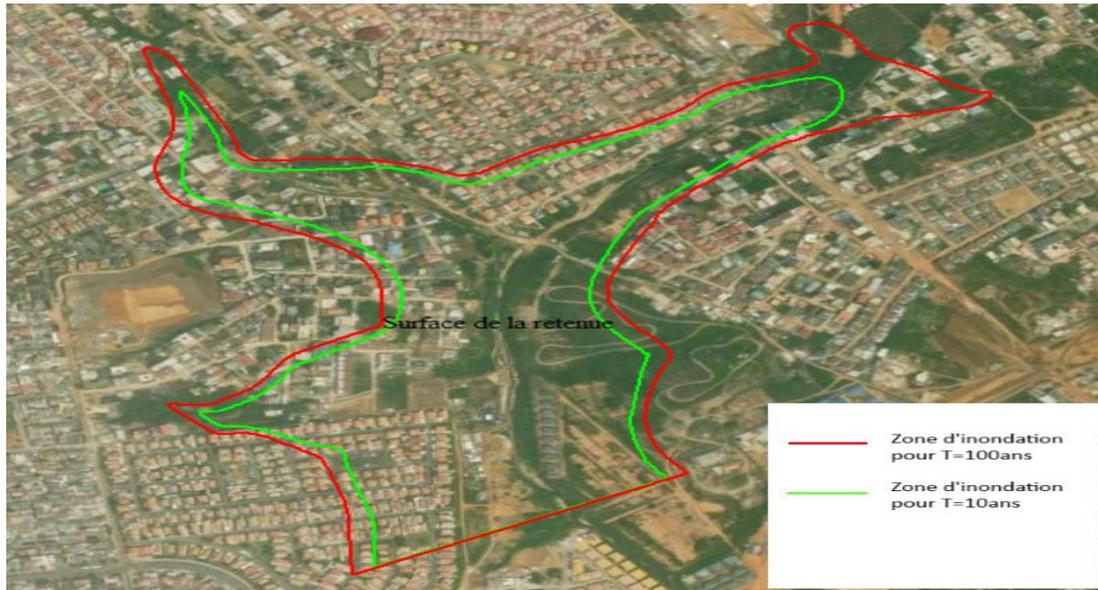


Figure 15: Zone impactées pour des périodes de retour de 10 ans et 100 ans

#### V-4-2- Caractéristiques de la retenue

L'aménagement d'un bassin de retenue est essentiel pour stocker une quantité maximale d'eau tout en régulant progressivement le débit en aval. Ce dispositif permet une meilleure gestion des eaux de ruissellement, notamment en période de crue, et contribue à prévenir les inondations soudaines. Le tableau 10 présente les résultats des calculs estimant la capacité de rétention du bassin à l'aide de la méthode des pluies. Ces résultats sont établis pour une période de retour de 10 ans, représentant des précipitations susceptibles de se produire statistiquement une fois tous les 10 ans.

Le volume maximale ainsi obtenu est de **1 690 620 m<sup>3</sup>** à la côte d'altitude 83,5 m.

Tableau 10 : Caractéristiques de la retenue

Paramètres	Valeurs
Débit de fuite (m <sup>3</sup> /s)	55
Superficie (ha)	28,23
Hauteur de la retenue (m)	15,5
Volume de la retenue (m <sup>3</sup> )	1690620
Côte du fond	68
Côte du PEN (m)	83,5

L'élaboration de la courbe hauteur-volume et hauteur surface présentée à l'annexe 1 a permis de déterminer les paramètres clés de la retenue. Cette courbe établit la relation entre le niveau d'eau dans la cuvette et le volume d'eau qu'il peut contenir à chaque hauteur. La courbe hauteur-volume-surface est donné par la figure 15.

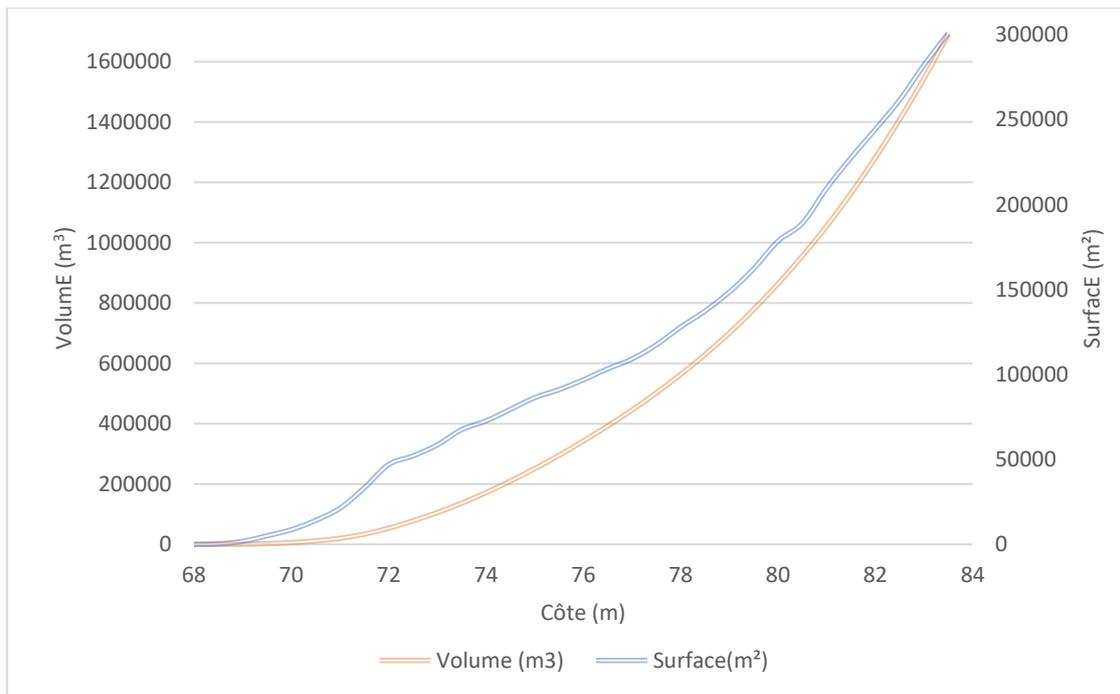


Figure 16 : Courbe Hauteur-Volume-Surface

#### V-4-3- Dimensions de l'ouvrage de vidange

Étant donné l'irrégularité de la courbe hauteur-volume initialement établie, une analyse statistique a été réalisée à l'aide de la méthode de Brooks-Carruthers. Cette approche a permis de linéariser la courbe en obtenant une équation de régression pour chaque section, traduisant ainsi l'équation de remplissage du bassin de retenue. La courbe a été décomposée en cinq (05) classes distinctes. Une fois ces équations définies, la détermination du volume nécessaire a été effectuée en ajustant les dimensions du pertuis de fond. L'objectif était d'approcher au maximum le volume optimal tout en respectant les contraintes minimales liées au seuil des habitations impactées, conformément aux équations de régression présentées au tableau 11.

Tableau 11 : Classes de découpage de la courbe hauteur volume

N	Plage de volume V (m <sup>3</sup> )	Équations
1	[0 ; 2330[	$H = -4.10^{-7} V^2 + 0.0016V + 68,15$
2	[2330 ; 251120[	$H = -7.10^{-12} V^2 + 4.10^{-5} V + 59,96$
3	[251120 ; 864064[	$H = -5.10^{-12} V^2 + 10^{-5} V + 71,93$
4	[864064 ; 1055225[	$H = -2.10^{-12} V^2 + 9 \cdot 10^{-6} V + 73,58$
5	[1055225 ; 1690620[	$H = -.10^{-12} V^2 + 7.10^{-6} V + 75,12$

Après plusieurs itérations, en faisant varier les valeurs de B et H entre 1 et 2 m, les dimensions suivantes ont été retenues pour le pertuis de fond. Ces dimensions garantissent un débit de fuite

maximal inférieur au débit admissible, fixé à 65 % du volume d'entrée, assurant ainsi une régulation optimale du flux sortant. Les résultats détaillés sont présentés dans le tableau 12.

**Tableau 12 : Dimensions de pertuis de Fond**

N	Dimensions du pertuis de fond		Débit en entrée (m <sup>3</sup> /s)	Débit à la sortie (m <sup>3</sup> /s)	Volume de la retenue (m <sup>3</sup> )	Débit de fuite maximale (m <sup>3</sup> /s)
	B (m)	H (m)				
1	1	1	179	13	1842745	62,7
2	1,5	1	179	19	1761475	62,7
3	1,5	1,5	179	29	1639569	62,7
4	2	1,5	179	39	1517664	62,7
5	2	2	179	55	1690620	62,7
6	2,5	2	179	65	1192582	62,7

L'analyse du tableau 12 révèle qu'un pertuis de fond de dimensions 2 x 2 m permet d'obtenir un débit de fuite de 55 m<sup>3</sup>/s, ce qui constitue la valeur la plus proche par excès pour une charge maximale de 14 m. En ajoutant cette valeur à l'altitude du fond, la côte du Plan d'Eau Normal (PEN) peut être fixée à 83,5 m.

Le tableau 13 résume les différents paramètres de la retenue.

**Tableau 13 : Paramètres de la retenue**

Paramètres	Unités	Valeurs
Côte des plus hautes eaux (PHE)	m	85
Côte du plan d'eau normale (PEN)	m	83,5
Superficie du plan d'eau normale	km <sup>2</sup>	30,11
Volume du plan d'eau normal	m <sup>3</sup>	1 690 620
Section du pertuis de fond	m <sup>2</sup>	2 x 2
Débit de fuite	m <sup>3</sup> /s	55

## V-5- Dimensionnement de la digue

### V-5-1- Hauteur de la digue

La hauteur de la digue dépend de plusieurs paramètres : la hauteur de la retenue, la lame d'eau déversant au-dessus du seuil, et la revanche. Comme indiqué dans la section méthodologie, la somme de ces valeurs permet de déterminer la hauteur totale de la digue. Les valeurs obtenues pour ces paramètres sont présentées dans le tableau 14.

**Tableau 14 : Caractéristiques de la digue**

Paramètres	Unités	Valeurs
Côte du Plan d'Eau Normal	m	83,5
Hauteur d'Eau Normale	m	15,5
Côte des Plus Hautes Eaux	m	85
Hauteur des Plus Hautes Eaux	m	17
Hauteur des vagues	m	1,17
Vitesse des vagues	m/s	3,84
Lame d'eau au-dessus du seuil	m	1,5
Revenge	m	1,6
Côte crête	m	86,6
Hauteur de la digue	m	18

La digue présente une hauteur totale de 18 m, offrant ainsi une capacité de retenue adéquate pour gérer les débits de crue. La cote de crête retenue est de 86 m, garantissant un stockage sécurisé tout en assurant un niveau optimal de protection contre les crues. Ces dimensions permettent de satisfaire aux exigences de sécurité hydraulique et de protéger les zones situées en aval.

#### V-5-2- Largeur en crête

Évaluées à l'aide des formules de KNAPPEN et PREECE, les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau 15.

**Tableau 15 : Valeurs de la largeur crête de la digue**

Formules	Valeurs (m)
KNAPPEN	7
PREECE	5,67

La largeur retenue est de 7 m, déterminée à l'aide de la formule de KNAPPEN. Cette dimension garantit une circulation fluide et sécurisée des véhicules pour l'entretien de la digue.

#### V-5-3- Largeur en base

La largeur à la base prend en compte les pentes amont et aval du barrage, ainsi que la hauteur de la digue. En considérant une pente uniforme de 1/2,5, la largeur de la base du barrage est estimée à 21,4 m.

La profondeur d'ancrage dépend de la nature du matériau sous l'emprise de la digue. Par défaut d'étude géotechnique non encore disponible, nous estimerons la hauteur de la tranchée au quart de la hauteur maximum du barrage soit une valeur de 4,5 m.

Les principales caractéristiques de la digue sont présentées dans le tableau 16.

**Tableau 16 : Caractéristiques principales de la digue**

<b>Paramètres</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>
Hauteur de la Digue	m	18
Longueur de la digue	m	523
Largeur en crête	m	7
Largeur en base	m	21,4
Talus Amont	-	1/2,5
Talus Aval	-	1/2,5
Côte des plus hautes eaux (PHE)	m	85
Côte du plan d'eau normale (PEN)	m	83,5

#### **V-6- Dimensionnement du déversoir**

La longueur du déversoir est déterminée après laminage de la crue. Pour un débit centennal de 232 m<sup>3</sup>/s et une lame d'eau de 1,5 m, le laminage a permis de déterminer les dimensions du déversoir, comme présentées dans le tableau 17

**Tableau 17 : Dimensions du déversoir**

<b>Paramètres</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>
Longueur déversant	m	49
Charge au-dessus du seuil	m	1,5
Hauteur finie du déversoir	m	5
Côte déversant	m	83,5
Débit laminé	m <sup>3</sup> /s	193

#### **V-7- Dimensionnement du chenal**

Le tableau 18 présente les caractéristiques principales du chenal conçu, qui a une pente de 0,15 %. Il est crucial de maintenir cette pente afin de garantir que le régime d'écoulement à l'intérieur du chenal reste fluvial. En effet, dans un régime fluvial, l'écoulement est doux et contrôlé, sans formation de vagues ni instabilités majeures. Cela permet d'éviter des phénomènes tels que l'érosion des berges ou des turbulences excessives.

**Tableau 18 : Dimensions du chenal d'aménagé**

Paramètres	Unités	Valeurs
Hauteur normale ( $Y_n$ )	m	1,3
Longueur du chenal	m	50
Largeur du chenal	m	49
Pente du chenal	%	0,15
Hauteur critique ( $Y_c$ )	m	1,17
Vitesse de l'eau	m/s	3,08
Hauteur du chenal	m	2,5

### V-8- Dimensionnement du coursier

Les dimensions du coursier sont résumées dans le tableau 19, qui présente de manière détaillée les caractéristiques de chaque section du coursier.

**Tableau 19 : Dimensions du coursier**

Sections	Paramètres	Unités	Valeurs
CONVERGENT	Tirant d'eau normal	m	4,70
	Tirant d'eau critique	m	4,69
	Pente	%	0,41
	Longueur minimale	m	105
	Grande base	m	49
	Petite base	m	6
COURSIER	Tirant d'eau normal	m	1,55
	Tirant d'eau critique	m	4,75
	Pente	%	8,6
	Longueur	m	125
	Largeur	m	6

Après une analyse approfondie des contraintes géomorphologiques et topographiques du terrain, une longueur de 30 m a été retenue pour la section de contrôle du coursier. Cette dimension a été choisie afin d'optimiser le fonctionnement hydraulique du coursier tout en respectant les limitations physiques imposées par les caractéristiques du site.

### V-9- Dimensionnement du bassin de dissipation

Les paramètres hydrauliques, tels que la vitesse d'écoulement à l'entrée et à la sortie, ainsi que la hauteur d'eau, ont été soigneusement pris en compte pour dimensionner le bassin de dissipation de manière optimale. Ainsi, avec une vitesse d'entrée supérieure à 15 m/s, notre bassin de dissipation a été classé comme de type 3. Le tableau 20 présente en détail les résultats des calculs relatifs au dimensionnement du bassin de dissipation.

**Tableau 20 : Dimensions du bassin de dissipation**

Paramètres	Unités	Valeurs
Nombre de Froude Fr	-	11,27
Vitesse d'entrée	m/s	16,93
Le tirant d'eau du seuil $Y_2$	m	3,57
Longueur du bassin $L_r$	m	25
Le tirant d'eau normal $Y_n$	m	2,3
Enfoncement du bassin D	m	1,5
Hauteur de voile	m	6
Longueur du Bassin de Dissipation retenue	m	25

Au niveau du bassin, des ralentisseurs ont également été intégrés pour dissiper l'énergie des écoulements. Ils jouent un rôle crucial dans la protection des zones en amont en réduisant le risque d'érosion. Les dimensions de ces ralentisseurs sont présentées dans le tableau 21.

**Tableau 21 : Dimensions des blocs de chutes**

Paramètres	Unités	Valeurs
Hauteur des blocs de chute $h_1$	m	0,23
Épaisseur des blocs de chute	m	0,23
Espace entre les blocs de chute	m	0,23
Hauteur du seuil denté $h_2$	m	0,71
Épaisseur du seuil denté	m	0,54
Espace entre les seuils dentés	m	0,54
Hauteur des voiles	m	5,62
Vitesse de sortie $V_2$	m/s	1,10
Débit de sortie $Q_s$	m <sup>3</sup> /s	63,372
Épaisseur de la couche d'enrochement E	m	3,9
Longueur de la couche d'enrochement	m	50

Juste après le bassin de dissipation, on trouve le chenal évacuateur qui débouche sur le talweg. Les caractéristiques de ce chenal sont présentées dans le tableau 22.

**Tableau 22 : Caractéristiques du chenal évacuateur**

Paramètres	Unités	Valeurs
Hauteur normale ( $Y_n$ )	m	3,7
Longueur du chenal	m	40
Largeur du chenal	m	6
Pente du chenal	%	0,4
Hauteur critique	m	4,7
Vitesse de l'eau	m/s	8,39
Hauteur du chenal	m	6

## VI-ÉTUDE FINANCIÈRE

Le coût total estimé pour la réalisation de l'aménagement proposé, basé sur le bordereau des prix unitaires du ministère de la Construction et de l'Urbanisme de Côte d'Ivoire, s'élève à sept milliards cinq cent soixante-quinze millions deux cent quatre-vingt-quatorze mille six cent quarante et un francs CFA (7 575 294 641 FCFA). Ce montant couvre les opérations de construction. Le détail des coûts pour chaque opération est présenté dans le tableau 23.

**Tableau 23 : Coût du projet**

N°	Désignation	Montant FCFA HT/HD
1	<b>Travaux</b>	
1.1	Construction du barrage	7 046 785 712
	Sous Total coût des travaux	7 046 785 712
2	<b>Études et contrôle</b>	
2.1	Étude de faisabilité (3% Coût des travaux)	211 403 571
2.2	Suivi et contrôle des travaux (3% du coût des travaux)	211 403 571
2.3	Supervision des travaux et mise en culture (1,5% Total général HTVA)	105 701 786
	Sous Total études et contrôle	528 508 928
3	<b>Montant total des investissements ht/hd</b>	<b>7 575 294 641 Fcfa</b>

## **VII- NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL**

### **VII-1- Contexte**

L'aménagement d'un barrage en zone urbaine, particulièrement dans une zone densément peuplée, soulève plusieurs enjeux environnementaux, sociaux et économiques. Bien que cette infrastructure soit souvent cruciale pour réguler les crues et garantir l'approvisionnement en eau, elle peut également entraîner des impacts significatifs sur l'environnement local et la qualité de vie des habitants. C'est dans cette perspective qu'une étude d'impact environnemental devient indispensable.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer les répercussions potentielles du projet, qu'elles soient positives ou négatives, tant sur l'écosystème environnant que sur les communautés locales. Nous analyserons spécifiquement les effets sur la biodiversité, la qualité des sols et de l'eau, ainsi que les implications économiques pour les populations voisines. L'idée est de proposer des solutions concrètes visant à minimiser ces impacts et à garantir que le projet s'inscrive dans un cadre respectueux de l'environnement, tout en répondant aux besoins des habitants.

### **VII-2- Identification et évaluation des risques**

Les tableaux 24, 25 et 26 présentent un résumé des risques liés aux différentes activités envisagées pour chaque phase de la réalisation de ce projet

**Tableau 24 : Préparation des travaux (installation du chantier)**

Activités sources d'impacts	Récepteurs d'impact	Description de l'impact	Nature de l'impact	Importance relative de l'impact
<b>Milieu biophysique</b>				
Défrichage et terrassement	Sols, végétation, habitats fauniques	Destruction d'habitats naturels, perte de biodiversité, risque d'érosion des sols.	Négatif	Faible
Transport de matériaux de construction	Air	Émissions de gaz à effet de serre (CO <sub>2</sub> ), augmentation de la pollution atmosphérique	Négatif	Moyenne
<b>Milieu humain</b>				
Installation d'infrastructures temporaires et transport	Paysage urbain, voisinage	Pollution visuelle, bruit lié à l'installation des structures de chantier.	Négatif	Moyenne
Embauche locale pour la préparation	Communautés locales	Création d'emplois temporaires pour les populations locales	Positif	Forte
Fermeture temporaire des routes	Mobilité des habitants	Perturbation de la circulation,	Négatif	Faible

**Tableau 25 : Phase des travaux (construction du barrage)**

Activités sources d'impacts	Récepteurs d'impact	Description de l'impact	Nature de l'impact	Importance relative de l'impact
<b>Milieu biophysique</b>				
Utilisation de machines et véhicules	Air	Émissions de gaz à effet de serre et pollution atmosphérique	Négatif	Moyenne
Utilisation de matériaux de construction	Ressources naturelles	Consommation importante de ressources naturelles (graviers, eau, etc.)	Négatif	Moyenne
<b>Milieu humain</b>				
Déplacement de populations	Communautés locales	Relocalisation des habitants, perte foncier	Négatif	Forte
Création d'emplois dans la construction	Population locale	Création d'emplois locaux, croissance économique à court terme	Positif	Moyenne
Activités de construction générant du bruit	Population locale	Nuisances sonores pour les résidents à proximité	Négatif	Faible
Amélioration des infrastructures locales	Population locale, infrastructures	Amélioration des routes et aménagements d'évacuation	Positif	Forte

**Tableau 26 : Phase d'exploitation (après construction)**

Activités sources d'impacts	Récepteurs d'impact	Description de l'impact	Nature de l'impact	Importance relative de l'impact
<b>Milieu biophysique</b>				
Gestion des niveaux d'eau et des flux	Cours d'eau, écosystèmes aquatiques	Régulation des crues, meilleure gestion des ressources en eau	Positif	Forte
Prolifération d'espèces invasives	Écosystèmes aquatiques, biodiversité	Introduction d'espèces envahissantes perturbant l'équilibre écologique du réservoir	Négatif	Moyenne
Création d'un écosystème artificiel dans le réservoir	Faune et flore aquatiques	Développement d'une nouvelle biodiversité dans le réservoir (faune et flore aquatiques adaptées aux conditions nouvelles)	Positif	Faible
<b>Milieu humain</b>				
Relocalisation des habitants permanents	Communautés locales	Déplacement permanent des populations	Négatif	Forte
Maintenance du barrage et du réservoir	Environnement, infrastructures	Risques liés à la maintenance régulière (déchets, pollution accidentelle) ou aux interventions majeures (renforcement des structures, vidange partielle)	Négatif	Faible
Risques de rupture du barrage (faible probabilité)	Populations en aval, infrastructures	Danger pour les populations et infrastructures situées en aval en cas de rupture (inondation majeure, perte de vies humaines et destruction de biens)	Négatif	Faible

### VII-3- Mesure d'atténuation

Les tableaux 27, 28 et 29 présentent les mesures d'atténuation proposées pour minimiser les désagréments potentiels liés à la mise en œuvre du projet. Ces mesures visent à réduire les impacts environnementaux, sociaux et économiques identifiés, garantissant ainsi une intégration harmonieuse du barrage dans son environnement et une protection adéquate des populations locales.

**Tableau 27 : Préparation des travaux (installation du chantier)**

Activités sources d'impacts	Récepteurs d'impact	Description de l'impact	Mesures d'atténuation
<b>Milieu biophysique</b>			
Défrichage et terrassement	Sols, végétation, habitats fauniques	Destruction d'habitats naturels, perte de biodiversité, risque d'érosion des sols.	Limiter le défrichage au strict nécessaire, installer des dispositifs anti-érosion (ex. filets, végétation de couverture), faire du reboisement compensatoire.
Transport de matériaux de construction	Air	Émissions de gaz à effet de serre (CO <sub>2</sub> ), augmentation de la pollution atmosphérique	Encourager le transport de nuit, utiliser des véhicules récents moins polluants.
<b>Milieu humain</b>			
Installation d'infrastructures temporaires et transport	Paysage urbain, voisinage	Pollution visuelle, bruit lié à l'installation des structures de chantier.	Utiliser des matériaux qui se fondent dans le paysage, limiter les horaires de chantier pour réduire les nuisances sonores.
Fermeture temporaire des routes	Mobilité des habitants	Perturbation de la circulation,	Mettre en place des déviations claires, planifier les fermetures en dehors des heures de pointe, informer les résidents à l'avance pour minimiser les perturbations.

**Tableau 28 : Phase des travaux (construction du barrage)**

<b>Activités sources d'impacts</b>	<b>Récepteurs d'impact</b>	<b>Description de l'impact</b>	<b>Nature de l'impact Importance relative de l'impact</b>
<b>Milieu biophysique</b>			
Utilisation de machines et véhicules	Air	Émissions de gaz à effet de serre et pollution atmosphérique	Utiliser des équipements à faibles émissions, promouvoir le covoiturage ou l'utilisation de véhicules électriques pour les travailleurs.
Utilisation de matériaux de construction	Ressources naturelles	Consommation importante de ressources naturelles (graviers, eau, etc.)	Utiliser des matériaux locaux pour réduire l'empreinte écologique, privilégier des matériaux recyclés ou durables lorsque possible.
<b>Milieu humain</b>			
Déplacement de populations	Communautés locales	Relocalisation des habitants, perte foncier	Élaborer des plans de compensation pour les déplacés (financiers, fonciers), assurer leur relocalisation dans des zones appropriées avec des infrastructures adéquates.
Activités de construction générant du bruit	Population locale	Nuisances sonores pour les résidents à proximité	Limiter les horaires de travail aux heures non sensibles, installer des barrières acoustiques autour des machines bruyantes.

**Tableau 29 : Phase d'exploitation (après construction)**

Activités sources d'impacts	Récepteurs d'impact	Description de l'impact	Nature de l'impact	Importance relative de l'impact
<b>Milieu biophysique</b>				
Prolifération d'espèces invasives	Écosystèmes aquatiques, biodiversité	Introduction d'espèces envahissantes perturbant l'équilibre écologique du réservoir	Mettre en place un suivi écologique régulier, contrôler les espèces envahissantes,	
<b>Milieu humain</b>				
Relocalisation des habitants permanents	Communautés locales	Déplacement permanent des populations	Offrir une compensation adéquate, prévoir des aménagements pour recréer des communautés dans les zones de relocalisation	
Maintenance du barrage et du réservoir	Environnement, infrastructures	Risques liés à la maintenance régulière (déchets, pollution accidentelle) ou aux interventions majeures (renforcement des structures, vidange partielle)	Planifier des maintenances régulières en minimisant les impacts sur l'environnement (utilisation de technologies propres, gestion des déchets).	
Risques de rupture du barrage (faible probabilité)	Populations en aval, infrastructures	Danger pour les populations et infrastructures situées en aval en cas de rupture (inondation majeure, perte de vies humaines et destruction de biens)	Effectuer des inspections régulières, renforcer la structure avec des technologies modernes, mettre en place des plans d'urgence et des systèmes d'alerte précoce pour les populations à risque.	

## RECOMMANDATIONS

À l'issue de l'étude d'aménagement du barrage B12, il est évident que le projet présente plusieurs contraintes majeures qui compliquent sa mise en œuvre. D'un point de vue social et foncier, la nécessité de reloger un grand nombre de ménages engendre des coûts élevés et perturbe considérablement les communautés locales. De plus, l'espace restreint de la zone d'implantation rend l'accès difficile, ce qui impose la construction de nouvelles voies d'accès, entraînant des frais supplémentaires.

Compte tenu de ces défis, il devient crucial d'envisager des alternatives mieux adaptées aux contraintes identifiées. À cet égard, la construction d'un canal suivant le tracé du talweg, avec un exutoire situé au niveau du dalot routier de la Y4 (dimensions : 3 x 5 x 4 m), est recommandée. Cette option, basée sur une période de retour de 20 ans, présente plusieurs avantages : elle réduit les impacts sociaux négatifs en évitant les relocalisations, limite les coûts d'aménagement et simplifie la gestion du projet en atténuant les contraintes techniques.

Après une comparaison entre un canal en terre et un canal en béton, il apparaît que la première option est moins appropriée. En effet, la taille de l'ouvrage nécessaire favoriserait l'érosion et la dégradation des berges, augmentant les risques de rupture ou d'affaissement. En revanche, la construction d'un canal en béton offrirait une meilleure durabilité, une plus grande résistance à l'érosion et nécessiterait moins d'entretien à long terme. Les différentes caractéristiques de ce canal, subdivisées en plusieurs sections, sont données dans le tableau 30.

**Tableau 30 : Caractéristiques du canal trapézoïdal recommandé**

CANAL EN BÉTON							
Sections	I	II	III	IV	V	VI	VII
Longueur (m)	218	53	55	91	229	81	345
Largeur en base (m)	10						
Largeur en gueule (m)	13						
Hauteur (m)	5						
Tirant d'eau (m)	2.5	0.98	1.44	1.02	2.06	1.46	2.28
Pente (%)	0.25	6.57	1.77	5.72	0.5	1.7	0.35

Avec un coût estimé à huit cent soixante-quatorze millions neuf cent soixante-deux mille quatre-vingt-quatorze francs CFA (874 962 094 FCFA), cette solution permet non seulement de répondre aux objectifs hydrauliques du projet en optimisant les ressources financières, mais

elle respecte également davantage les besoins des communautés locales. En adoptant cette alternative, une approche plus durable et économiquement viable pour la gestion des crues est proposée, tout en réduisant les impacts sociaux et environnementaux.

## CONCLUSION

Le projet d'aménagement du barrage écrêteur destiné à la gestion des crues dans une zone urbaine complexe a mis en lumière de nombreux défis et opportunités. Après une analyse approfondie, il est apparu que la réalisation du barrage, bien qu'efficace pour la régulation des crues, présente des coûts significatifs et des impacts environnementaux et sociaux considérables. En effet, le coût total du projet de barrage s'élève à 7 575 294 641 FCFA, ce qui le rend financièrement lourd, notamment en comparaison avec l'alternative retenue, la construction d'un canal en béton, à 874 962 094 FCFA.

Les difficultés rencontrées sont principalement liées à l'urbanisation intense de la zone, la topographie complexe, et les contraintes environnementales. Le projet de barrage aurait nécessité des aménagements complexes pour minimiser les impacts sur l'environnement urbain et les communautés locales. Par conséquent, la solution alternative, bien que moins coûteuse, s'avère plus adaptée pour répondre aux exigences de gestion des crues tout en limitant les perturbations dans un milieu urbain déjà très dense.

Les recommandations formulées incluent la mise en œuvre du canal en béton, qui offre une solution efficace et plus viable économiquement pour le contrôle des inondations, tout en minimisant les impacts environnementaux et sociaux. Cette alternative permet également d'optimiser l'utilisation des ressources financières et de répondre aux enjeux locaux de manière plus soutenable.

En conclusion, le choix du canal en béton comme solution de gestion des crues représente une option pragmatique et adaptée aux réalités urbaines et financières du projet. Ce choix permettra non seulement d'améliorer la gestion des risques d'inondation, mais aussi de contribuer à un développement urbain plus équilibré et durable.

## BIBLIOGRAPHIE

Abhas K. J, Bloch R. et Lamond J. (2012). « Villes et inondations, guide de gestion intégrée du risque d'inondation en zone urbaine pour le XXI<sup>e</sup> siècle, résumé à l'intention des décideurs, Banque mondiale, Washington. »

Alla D. A (2013). « Risques naturels dans l'agglomération d'Abidjan (Côte d'Ivoire). »

Alain Morel A L'huissier (1996). « L'Assainissement des eaux pluviales en milieu urbain, tropical et subsaharien. Dossiers techniques publiés par le Centre d'Enseignement et de Recherche pour la Gestion des Ressources Naturelles et de l'Environnement, édition Lux Dev – Luxembourg. »

Bouvier C (1990). « Contribution à l'étude du ruissellement urbain en Afrique de l'Ouest : application à la simulation des écoulements sur petits bassins urbains. Thèse de doctorat en génie mécanique et génie civil, Université de Montpellier II. »

Durand J. M, Royet P et Meriaux P (1999). « Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Cemagref, Clermont Ferrand. »

Diomande Y (2020). « Étude technique de la construction d'une digue de retenue et de l'aménagement en aval dans la commune de M'bengue (Sangola). Mémoire pour l'obtention du master en génie civil et hydrauliques, 2Ie. »

FAO (2010). « Manuel sur la technique des petits barrages. 2e édition. Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture. »

Kouassi A. M, Nassa R AK, Koffi Y. B, Kouame K. F et Biemi J (2018). « Modélisation statistique des pluies maximales annuelles dans le District d'Abidjan (sud de la Côte d'Ivoire). »

Ministère de l'Économie, du Plan et du Développement de Côte d'Ivoire (2015). « Étude monographique et économiques des districts de Côte d'Ivoire. »

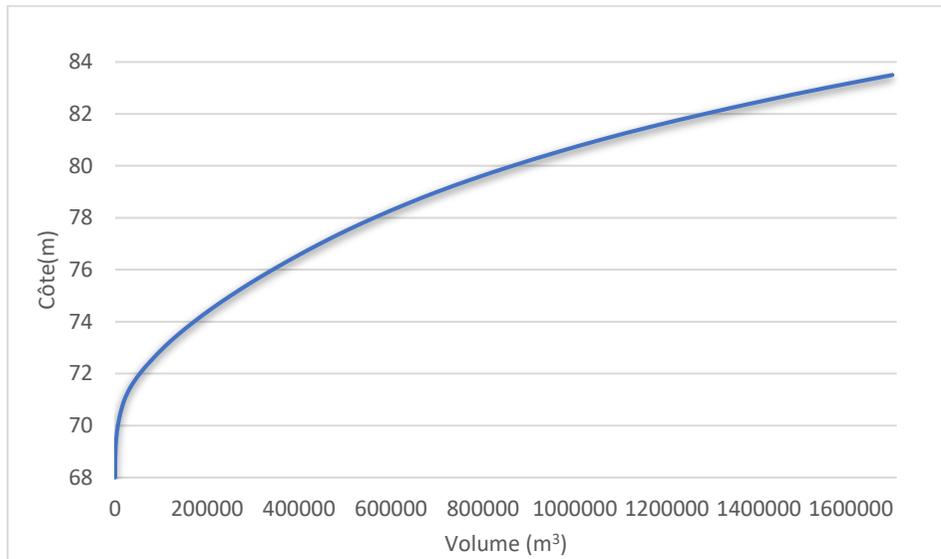
ORSTOM (2003). « Détermination de classes de relief à l'aide de données ERS1 sur des bassins versants tropicaux de Guyane. Bulletin de la société française de photogrammétrie et télédétection. »

Terrabo Ingénieur Conseil (2014). « Actualisation des études techniques et étude d'impact environnemental et social pour l'aménagement des cuvettes dans la commune d'abobo : Cas de la cuvette d'Akeikoi. »

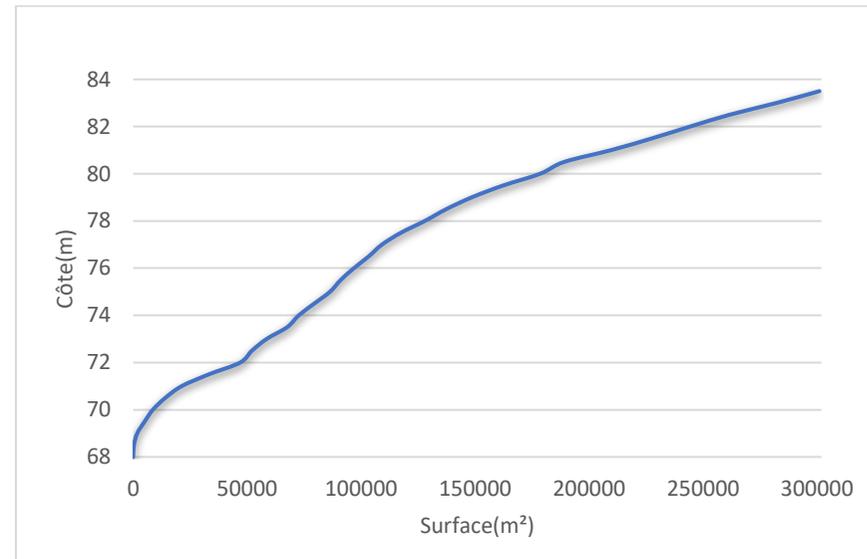
## ANNEXE

Annexe 1 : Courbes .....	II
Annexe 2 : Hyétoigrammes de pluie nette pour les périodes de retour de 10 ans (1), 20 ans (2) et 100 ans (3).....	III
Annexe 3 : Récapitulatif de la méthode de Bouvier.....	IV
Annexe 4 : Estimation des travaux.....	V
Annexe 5 : Profil en long de la digue .....	XIII
Annexe 6 : Profil en travers de la digue .....	XIV
Annexe 7 : Profil en travers de l'ancrage de la digue.....	XV
Annexe 8 : Profil en long de l'ancrage de la digue .....	XVI
Annexe 9 : Profil type de la digue.....	XVII
Annexe 10 : Coupe longitudinale du bassin de dissipation.....	XVIII
Annexe 11 : Vue en plan du bassin de dissipation .....	XIX
Annexe 12 : Coupe transversale du coursier .....	XX
Annexe 13 : Vue en plan du déversoir .....	XXI
Annexe 14 : Vue en plan de l'aménagement du barrage.....	XXII
Annexe 15 : Profil en long du canal recommandé .....	XXIII
Annexe 16 : Profil Type du canal recommandé .....	XXIV
Annexe 17 : Vue en plan du canal recommandé .....	XXV
Annexe 18 : Abaques .....	XXVI

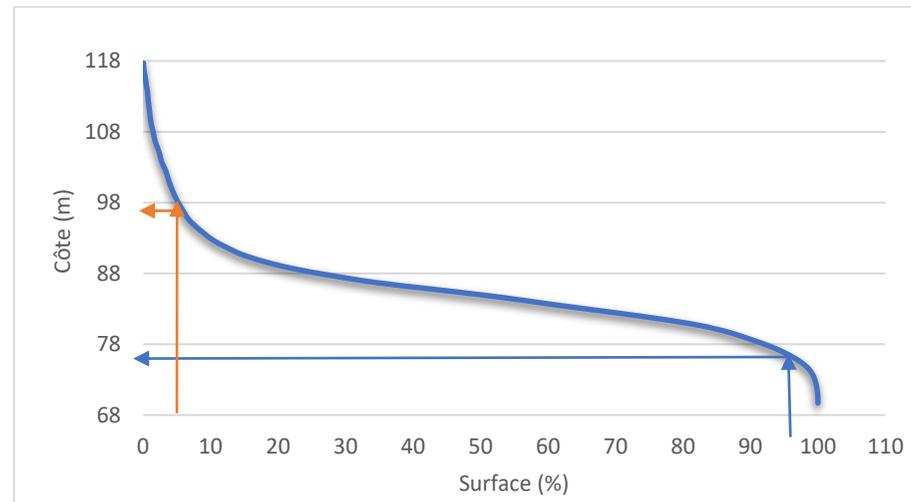
*Annexe 1 : Courbes*



**Courbe Hauteur-Volume**

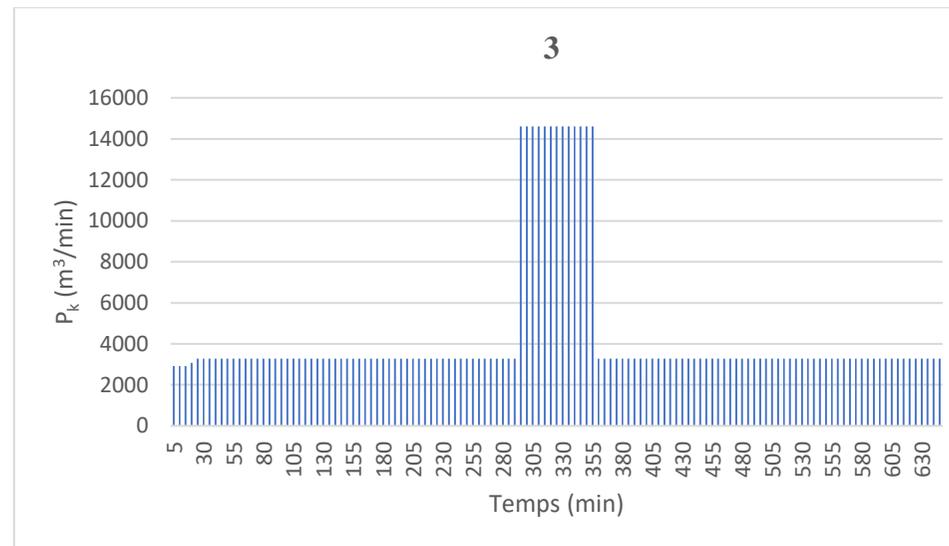
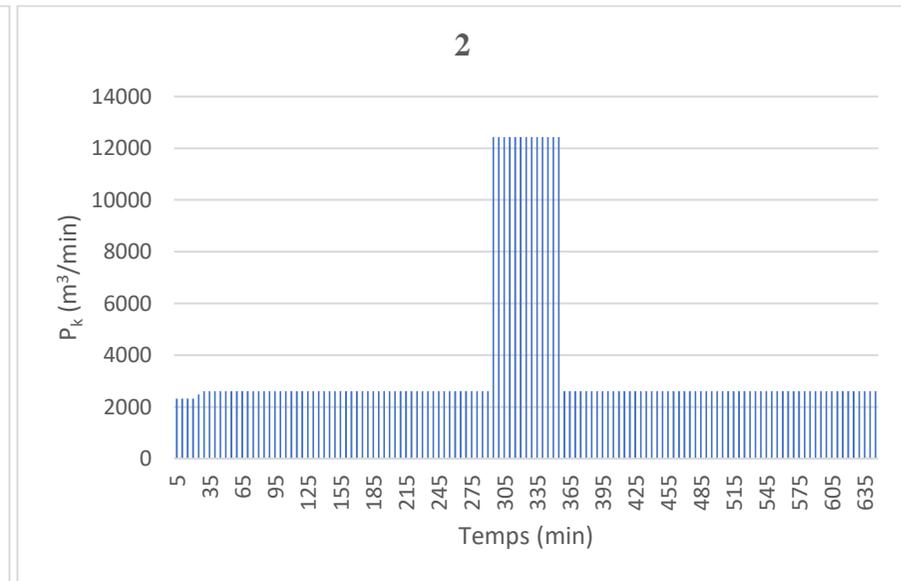
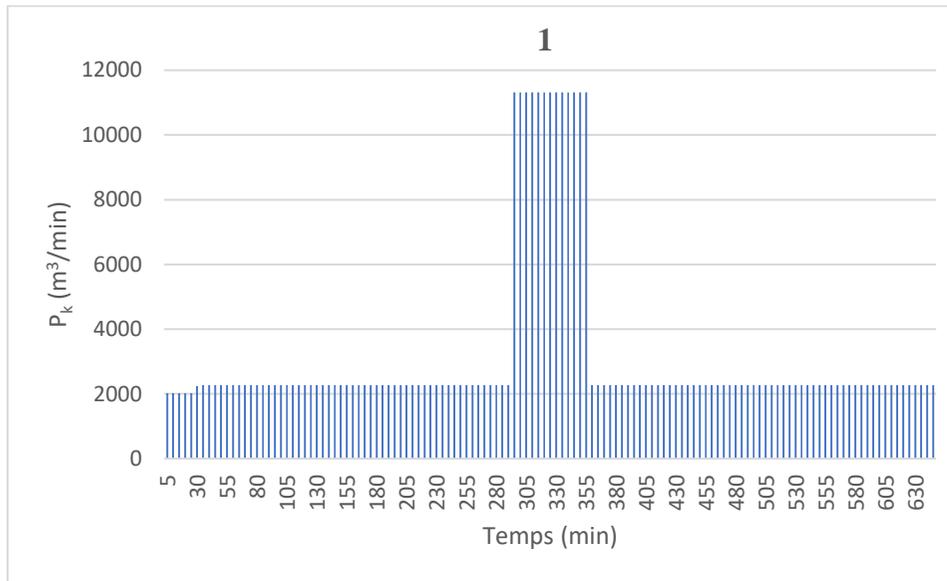


**Courbe Hauteur-Surface**



**Courbe Hypsométrique**

*Annexe 2 : Hyétogrammes de pluie nette pour les périodes de retour de 10 ans (1), 20 ans (2) et 100 ans (3)*



*Annexe 3 : Récapitulatif de la méthode de Bouvier*

<b>Période de retour</b>	<b>D (min)</b>	<b>DM (min)</b>	<b>DP (min)</b>	<b>i<sub>B</sub> (mm/min)</b>	<b>i<sub>A</sub> (mm/min)</b>	<b>K (min)</b>	<b>Débit (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>10 ans</b>	<b>128.92903</b>	<b>64.46451471</b>	<b>644.64515</b>	<b>1.65</b>	<b>0.33</b>	<b>23</b>	<b>179</b>
<b>20 ans</b>	<b>128.92903</b>	<b>64.46451471</b>	<b>644.64515</b>	<b>1.82</b>	<b>0.38</b>	<b>23</b>	<b>197</b>
<b>100 ans</b>	<b>128.92903</b>	<b>64.46451471</b>	<b>644.64515</b>	<b>2.13</b>	<b>0.48</b>	<b>23</b>	<b>232</b>

D (min) : Temps de base

DM (min) : Temps de Montée

DP (min) : Temps de pluie

i<sub>B</sub> (mm/min) : Pluie intense

i<sub>A</sub> (mm/min) : Pluie non intense

K(min) : Temps de réponse

*Annexe 4 : Estimation des travaux*

<b>DEVIS ESTIMATIF PRÉVISIONNEL : BARRAGE</b>					
<b>Titre 100: Installation de chantier et travaux divers</b>					
<b>N°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Unités</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Quantité</b>	<b>Montant</b>
<b>Prix</b>			<b>HT/HD</b>		<b>HT/HD</b>
100.1	Installation et repli de chantier	Fft	192 948 243	1.0	192 948 243
100.2	Installation du laboratoire de contrôle de qualité	Fft	72 355 591	1.0	72 355 591
100.3	Implantation des ouvrages, levés topographiques et étude d'exécution	Fft	150 000 000	1.0	150 000 000
100.4		Fft	120 592 652	1.0	120 592 652
			<b>Total Titre 100</b>		<b>535 896 486</b>
<b>Titre 200 : Préparation &amp; Terrassements généraux</b>					
<b>N°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Quantité</b>	<b>Montant</b>
<b>Prix</b>			<b>HT/HD</b>		<b>HT/HD</b>
<b>201</b>	<b>TRAVAUX PRÉPARATOIRES</b>				
201.1	Débroussaillage et abattage de la digue	ha	700 000	10	7 182 560
201.2	Dessouchage de l'emprise de la digue	ha	250 000	10	2 565 200
201.3	Andainage	ha	250 000	10	2 565 200
	<b>Sous-Total 201</b>				<b>12 312 960</b>

<b>DEVIS ESTIMATIF PRÉVISIONNEL : BARRAGE</b>					
<b>202</b>	<b>TERRASSEMENTS GÉNÉRAUX</b>				
<b>202.1</b>	<b>Corps de barrage</b>				
<b>N°</b>	<b>Désignations</b>	<b>Unités</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Quantités</b>	<b>Montants</b>
202.1.1	Décapage emprise de la digue sur une épaisseur de 20 cm	m <sup>2</sup>	450	102 608	46 173 600
202.1.2	Déblais pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	5 500	27 756	152 658 749
202.1.3	Remblais compactés pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	8 500	27 756	235 927 158
202.1.4	Matériaux pour corps de digue (Argile compactée)	m <sup>3</sup>	8 500	426 333	3 623 830 500
202.1.5	Matériaux graveleux pour couche de roulement, ép=15 cm	m <sup>3</sup>	8 500	604	5 134 553
202.1.6	Mise en place du filtre	m <sup>3</sup>	35 000	1 492	52 230 267
202.1.7	Mise en place du drain	m <sup>3</sup>	37 000	1 492	55 214 853
202.1.8	Drain de pied aval	m <sup>3</sup>	30 000	2063.2	61 894 673
202.1.9	Béton pour drain de pied aval				
202.1.9.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> (épaisseur = 0,05 m)	m <sup>3</sup>	70 000	13	915 250
202.1.9.2	Béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	130 000	256	33 275 071
202.1.9.3	Acier à haute adhérence	kg	1 200	10 238	12 286 180
202.1.9.4	Coffrage soigné	m <sup>2</sup>	4 500	1 220	5 491 780
202.1.10	Pose de Grave sableuse sur le parement amont du barrage	m <sup>3</sup>	23 500	6 050	142 175 000
202.1.11	Enrochements du pied aval de la digue	m <sup>3</sup>	35 000	3 530	123 558 750
202.1.12	Enrochements (rip rap) du talus amont	m <sup>3</sup>	24 500	7 604	186 307 585
202.1.13	Protection du parement aval en terre végétale et engazonnement	m <sup>2</sup>	1 700	6 050	10 285 000
	<b>Sous-Total 202</b>				<b>4 747 358 969</b>

### DEVIS ESTIMATIF PRÉVISIONNEL : BARRAGE

#### Titre 300: Ouvrages annexes

N°	Désignations	Unités	Prix Unitaire	Quantités	Montants
301	Déblais déversoir et coursier	m3	5 500	17 108	94 094 452
302	Remblai déversoir et coursier	m3	8 500	0	0
303	Protection amont du seuil déversant (radier submersible) en perré sec	m3	32 000	72	2 304 000
304	Déversoir (Radier submersible, coursier, bassin de dissipation) en béton armé 350 kg/m3				
304.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 'épaisseur = 0,05 m)	m3	70 000	98	6 850 200
304.2	Béton dosé à 350 kg/m3	m3	130 000	587	76 330 800
304.3	Acier à haute adhérence	kg	1 200	29 358	35 229 600
304.4	Coffrage soigné	m2	4 500	234	1 053 266
	Protection du bassin de dissipation	m3	32 300	90	2 907 000
<b>305</b>	<b>Ouvrage de vidange, Dalot</b>				
305.1	Dalot 1x (2.00 x 2.00)	m3	350 000	21.3	7 451 500
305.1.1	Dalot 9x (5.00 x 4.00)	m3	350 000	177.9	62 258 000
305.1.2	Déblai et purge pour dalots	m3	5 500	776.0	4 268 000
305.1.3	Remblais compactés pour dalots	m3	10 000	1 164	11 640 000
305.1.4	Remblais hydrauliques (sable)	m3	25 000	1 164	29 100 000
305.1.5	Protection perrés maçonnés pour dalots	m2	27 000	42	1 134 000
305.2	Enrochements amont et aval des dalots sur 5 mètres	m3	32 000	2 275	72 800 000

<b>DEVIS ESTIMATIF PRÉVISIONNEL : BARRAGE</b>					
<b>306</b>	<b>Bassin de dissipation de type III à l'aval de la retenue</b>				0
<b>N°</b>	<b>Désignations</b>	<b>Unités</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Quantités</b>	<b>Montants</b>
306.1	Déblais pour bassin de dissipation et canal pour le drain, y compris purge	m3	2 500	58	146 180
306.2	Remblai compacté pour bassin de dissipation	m3	3 500	88	306 978
306.3	Bassin de type III et béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>				
306.3.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> (épaisseur = 0,05 m)	m3	70 000	0	21 000
306.3.2	Béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m3	150 000	20	3 000 000
306.3.3	Acier à haute adhérence	kg	1 200	1 700	2 040 000
306.3.4	Coffrage soigné	m <sup>2</sup>	4 500	9	40 500
306.3.5	Coffrage ordinaire	m <sup>2</sup>	2 500	9	22 500
306.4	Enrochement pour bassin de dissipation	m3	32 300	17	557 175
<b>307</b>	<b>Réalisation des canaux</b>				
	Remblai compacté pour canaux	m3	8 500	41 149	349 765 904
	Creusement des canaux calibrés	m3	4 500	39 840	179 280 000
	Revêtement des canaux en béton, dosé à 300 kg/m <sup>3</sup>	m3			
	Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> , épaisseur=10cm)	m3	70 000	10	700 000
	Béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m3	130 000	493	64 082 309
	Acier à haute adhérence	kg	1 200	19 718	23 661 160
	Coffrage soigné	m <sup>2</sup>	4 000	3 394	13 576 450

<b>DEVIS ESTIMATIF PRÉVISIONNEL : BARRAGE</b>					
<b>N°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Quantité</b>	<b>Montant</b>
	Joint de dilatation chaque 4 mètres	ml	19 453	100	1 945 300
	<b>Sous-Total 300</b>				<b>1 046 566 274</b>
<b>Titre 400: Travaux divers</b>					
401	Echelle limnimétrique pour barrage		98 250	2	196 500
402	Escalier d'accès aux chambres de vannes				0
402.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> (épaisseur = 0,05 m)	m <sup>3</sup>	70 000	4	254 449
402.2	Béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	150 000	26	3 899 238
402.3	Acier à haute adhérence	kg	1 200	1 040	1 247 756
402.4	Coffrage soigné	m <sup>2</sup>	4 500	97	436 198
402.5	Garde-corps métallique	ml	100 000	80	8 000 000
403	Couloir de transhumance	u	20 000 000	1	20 000 000
404	Aménagements pastoraux et amélioration d'aliments bétail (Création d'abreuvoirs, de couloir de passage pour l'abreuvement du bétail dans le lac de la retenue et Construction de magasin d'aliment bétail)	Fft	30 000 000	1	30 000 000
	<b>Sous-Total 400</b>				<b>64 034 141</b>
	<b>Total des investissements HTVA</b>				<b>6 406 168 829</b>
	Imprévus (divers et aléas (10%))				640 616 883
	Frais annexes et Mesures d'accompagnement (foncier, école, accès à l'eau, forage, appuis administratifs)				0
	<b>Total général HTVA</b>				<b>7 046 785 712</b>

<b>DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU CANAL (RECOMMANDATION)</b>					
<b>1. Installation de chantier</b>					
<b>N°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Quantité</b>	<b>Montant</b>
<b>Prix</b>			<b>HT/HD</b>		<b>HT/HD</b>
1.1	Installation et repli de chantier	Fft	250 000 000	1	250 000 000
1.2	Implantation des ouvrages, levés topographiques et étude d'exécution	Fft	250 000 000	1	250 000 000
<b>Total Installation de chantier</b>					<b>500 000 000</b>
<b>2. Aménagement parcellaire</b>					
<b>N°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Quantité</b>	<b>Montant</b>
<b>Prix</b>			<b>HT/HD</b>		<b>HT/HD</b>
2.1	Défrichage et débroussaillage de la plaine	ha	700 000	100.0	70 000 000
2.2	Déssouchage de la plaine	ha	250 000	100.0	25 000 000
2.3	Andainage	ha	250 000	100.0	25 000 000
<b>Total Aménagement parcellaire</b>					<b>120 000 000</b>
<b>3. Réseau</b>					
<b>N°</b>	<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Quantité</b>	<b>Montant</b>
<b>Prix</b>			<b>HT/HD</b>		<b>HT/HD</b>

**DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU CANAL (RECOMMANDATION)**

**3.1. Réalisation des canaux**

N°	Désignation	Unité	Prix Unitaire	Quantité	Montant
3.1.1	Remblai compacté pour canaux	m3	8 500	203.4	1 729 323
3.1.2	Déblai pour canaux	m4	5 500	90 693.1	498 812 193
3.1.3	Creusement des canaux calibrés	m3	4 500	84 637.8	380 870 235
3.1.4	Revêtement des canaux en béton, dosé à 300 kg/m3	m3			
3.1.5	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3, épaisseur=10cm)	m3	70 000	26.8	1 874 828
3.1.6	Béton dosé à 350 kg/m3	m3	130 000	4 342.4	564 518 249
3.1.7	Acier à haute adhérence	kg	1 200	173 697.9	208 437 507
3.1.8	Coffrage soigné	m2	4 000	15 150.9	60 603 577
<b>Sous Total Terrassements généraux</b>					<b>1 716 845 911</b>

**5. Travaux divers**

N°	Désignation	Unité	Prix Unitaire	Quantité	Montant
Prix			HT/HD		HT/HD
5.1	Echelle limnimétrique pour aménagement	u	70 000	4.0	280 000
6.1	Aires de séchage	u	681 976	20.0	13 639 520
7.1	Seuils amovibles	u	47 971	266.0	12 758 245
8.1	Magasin de stockage	u	13 185 000	2.0	26 370 000

**DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU CANAL (RECOMMANDATION)**

Désignations	Montant (HT/HD)
<b>Total Travaux divers</b>	<b>53 047 765</b>
<b>Total des investissements</b>	<b>673 047 765</b>
Imprévus (10%)	67 304 776
Frais annexes (y compris les mesures d'accompagnement environnemental, foncier, ... (15%))	100 957 165
<b>Total général avec imprévus</b>	<b>841 309 706</b>

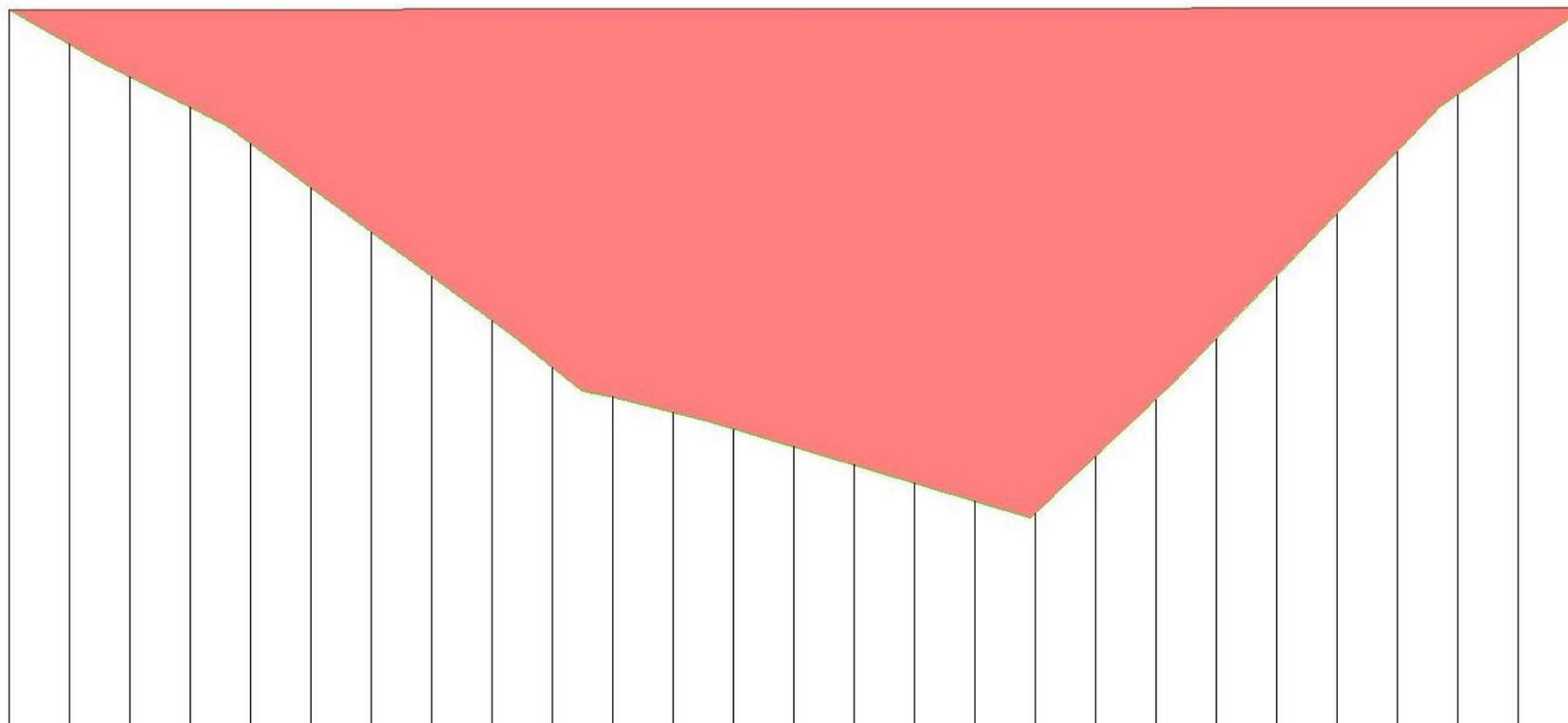
*Annexe 5 : Profil en long de la digue*



Profil dessiné par Covadis  
Profil n°: 1

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



PC : 60,00 m

Numéro de profils en travers	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Altitudes TN	5,10	5,17	5,25	5,34	5,44	5,54	5,64	5,74	5,84	5,94	6,04	6,14	6,24	6,34	6,44	6,54	6,64	6,74	6,84	6,94	7,04	7,14	7,24	7,34	7,44
Altitudes Projet	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10
Ecarts TN - Projet	0,00	0,07	0,15	0,24	0,34	0,44	0,54	0,64	0,74	0,84	0,94	1,04	1,14	1,24	1,34	1,44	1,54	1,64	1,74	1,84	1,94	2,04	2,14	2,24	2,34
Distances partielles TN		10,00	20,00	30,00	40,00	50,00	60,00	70,00	80,00	90,00	100,00	110,00	120,00	130,00	140,00	150,00	160,00	170,00	180,00	190,00	200,00	210,00	220,00	230,00	240,00
Distances cumulées TN		10,00	20,00	30,00	40,00	50,00	60,00	70,00	80,00	90,00	100,00	110,00	120,00	130,00	140,00	150,00	160,00	170,00	180,00	190,00	200,00	210,00	220,00	230,00	240,00
Distances partielles Projet		10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Distances cumulées Projet		10,00	20,00	30,00	40,00	50,00	60,00	70,00	80,00	90,00	100,00	110,00	120,00	130,00	140,00	150,00	160,00	170,00	180,00	190,00	200,00	210,00	220,00	230,00	240,00
Pentes et rampes	1:1 (100%)																								
Alignements droits et courbes	Alignement droit																								

*Annexe 6 : Profil en travers de la digue*



Profil dessiné par COVADIS

Profil en long n° : 1

Remblai : 519.00 m<sup>2</sup>

**Profil n°: P10**

Abscisse : 0+180.00

Echelle des longueurs : 1/500

Echelle des altitudes : 1/500

ariane <= Profils types => ariane

Gisement : 169.765 gr

PC : 56.00 m

Altitudes TN	74.22	73.80	73.31	72.95	71.52	
Distances à l'axe TN	-34.531	-30.075	-3.414	11.591	40.021	
Distances partielles TN		13.564	17.664	19.334	21.760	
Altitudes Projet	74.47		81.28	82.58	86.98	71.65
Distances à l'axe Projet	32.581		3.000	0.000	3.000	33.001
Distances partielles Projet		20.601	3.000	3.000	35.001	

Date : 02/09/2024

Dossier : Courbe de niveau du bassin

*Annexe 7 : Profil en travers de l'ancrage de la digue*



Profil dessiné par COVADIS  
Profil en long n° : 1

▭ Déblai : 104.63 m<sup>2</sup>

**Profil n°: P09**

Abscisse : 0+160.00

Echelle des longueurs : 1/200

Echelle des altitudes : 1/200

ARIANE ANCRAGE <= Profils types => ARIANE ANCRAGE

Gisement : 169.765 gr

PC : 60.00 m

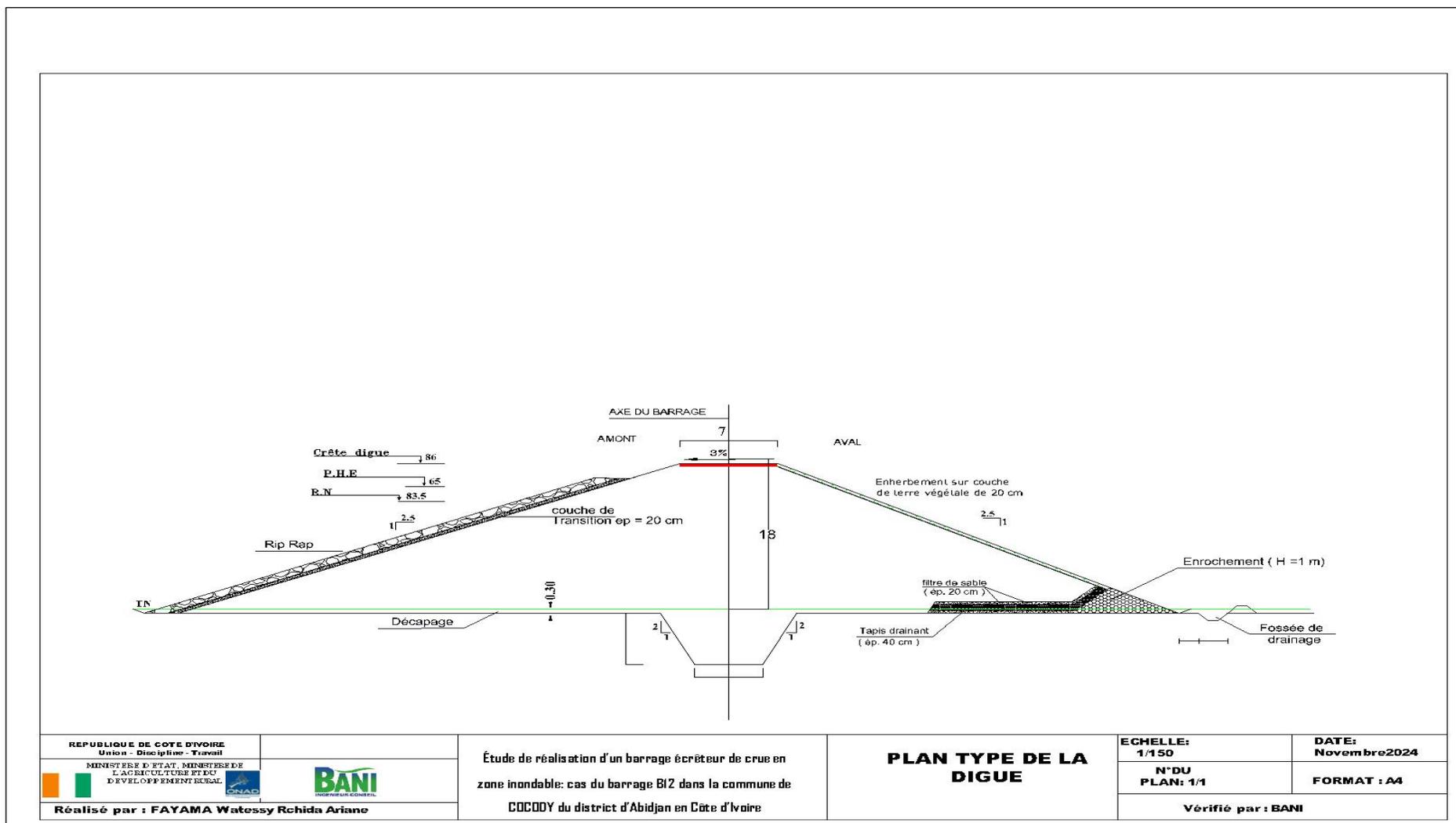
Altitudes TN		75.21			74.33		74.17
Distances à l'axe TN		4.225			1.000		11.000
Distances partielles TN			11.325			10.250	
Altitudes Projet		74.25		74.50	74.50		74.25
Distances à l'axe Projet		4.225		1.500	1.500		5.000
Distances partielles Projet			0.225			3.000	

Date : 02/09/2024

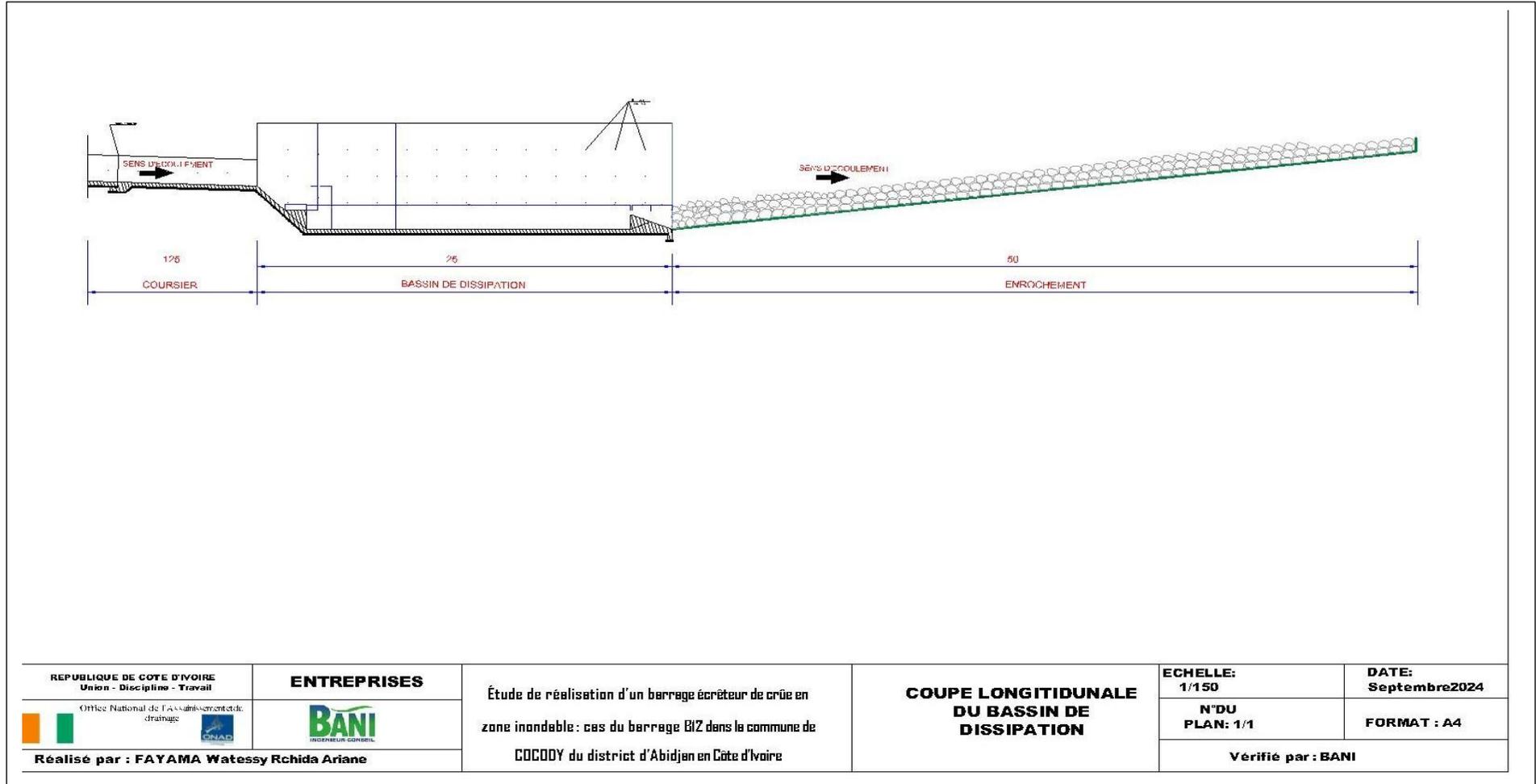
Dossier : Profil en long et travers de la digue



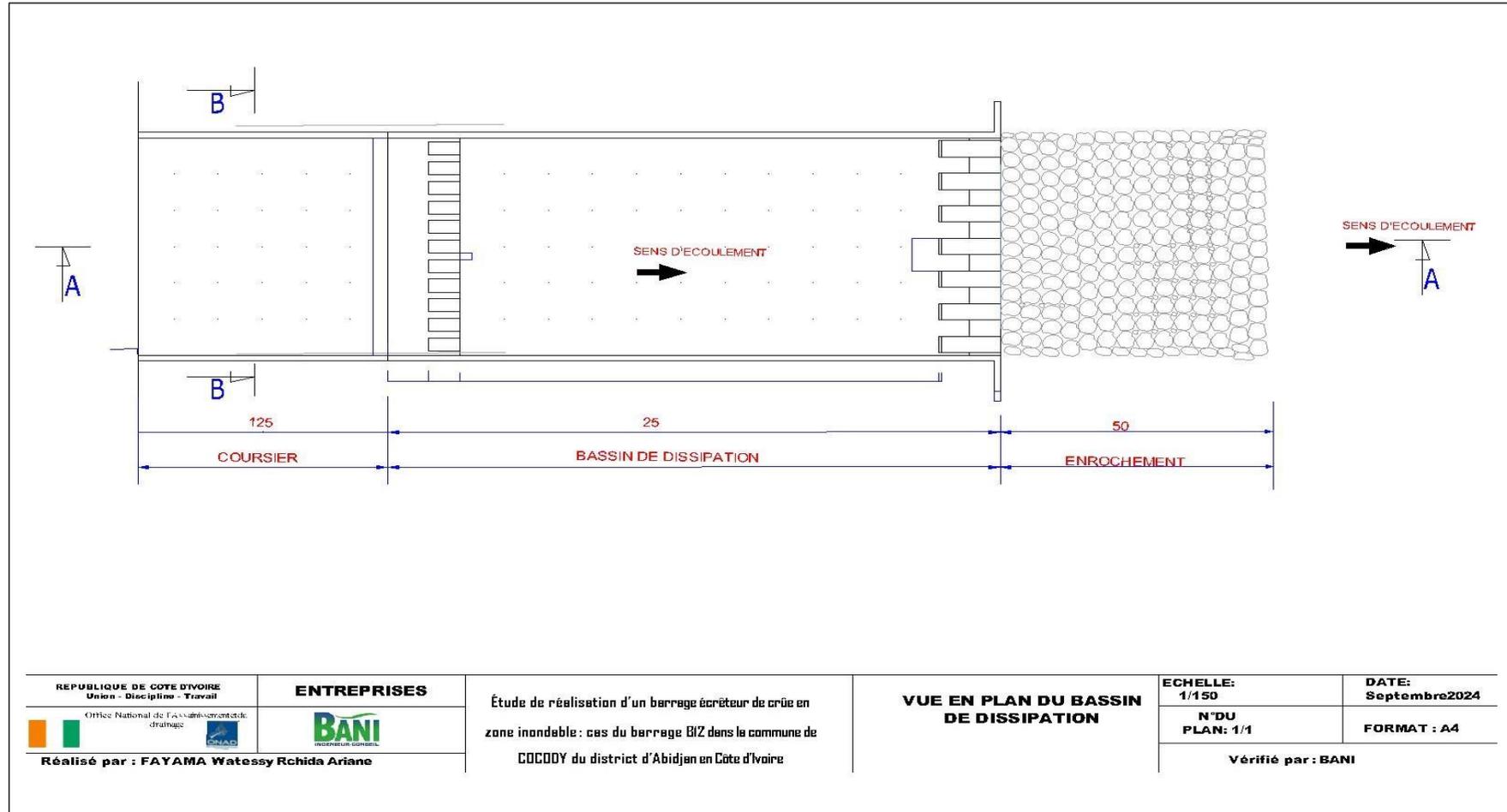
*Annexe 9 : Profil type de la digue*



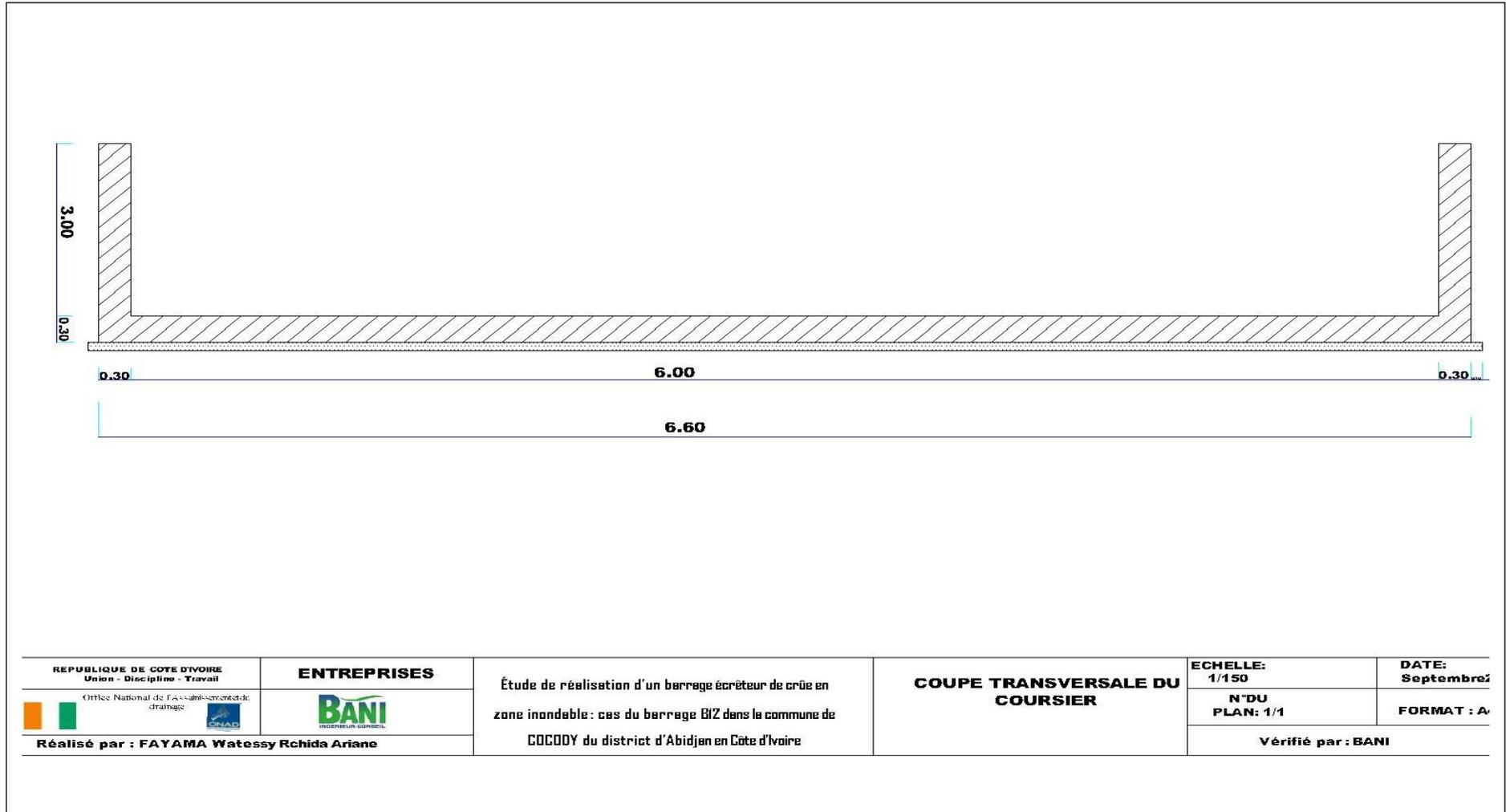
*Annexe 10 : Coupe longitudinale du bassin de dissipation*



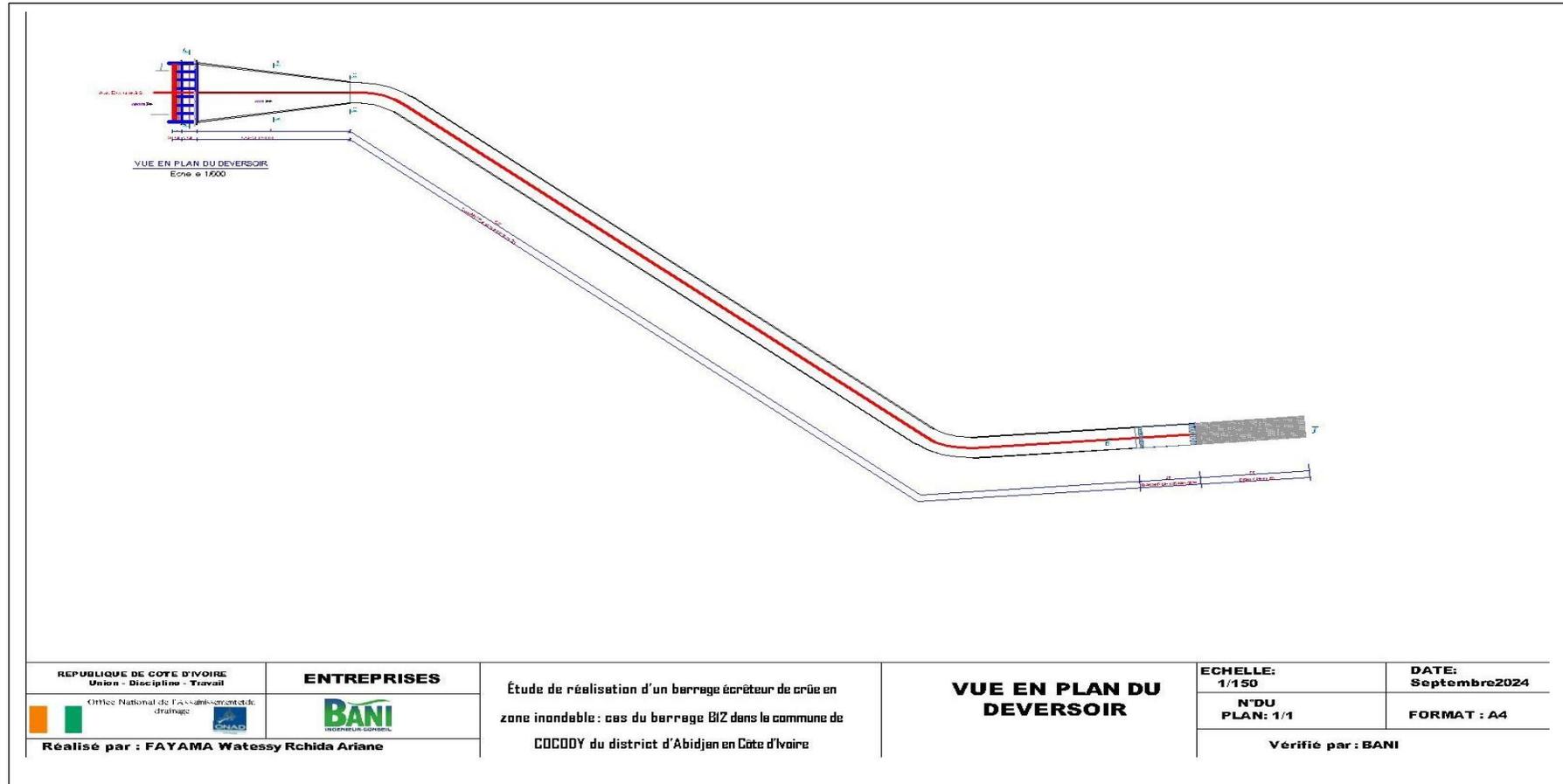
*Annexe 11 : Vue en plan du bassin de dissipation*



*Annexe 12 : Coupe transversale du coursier*

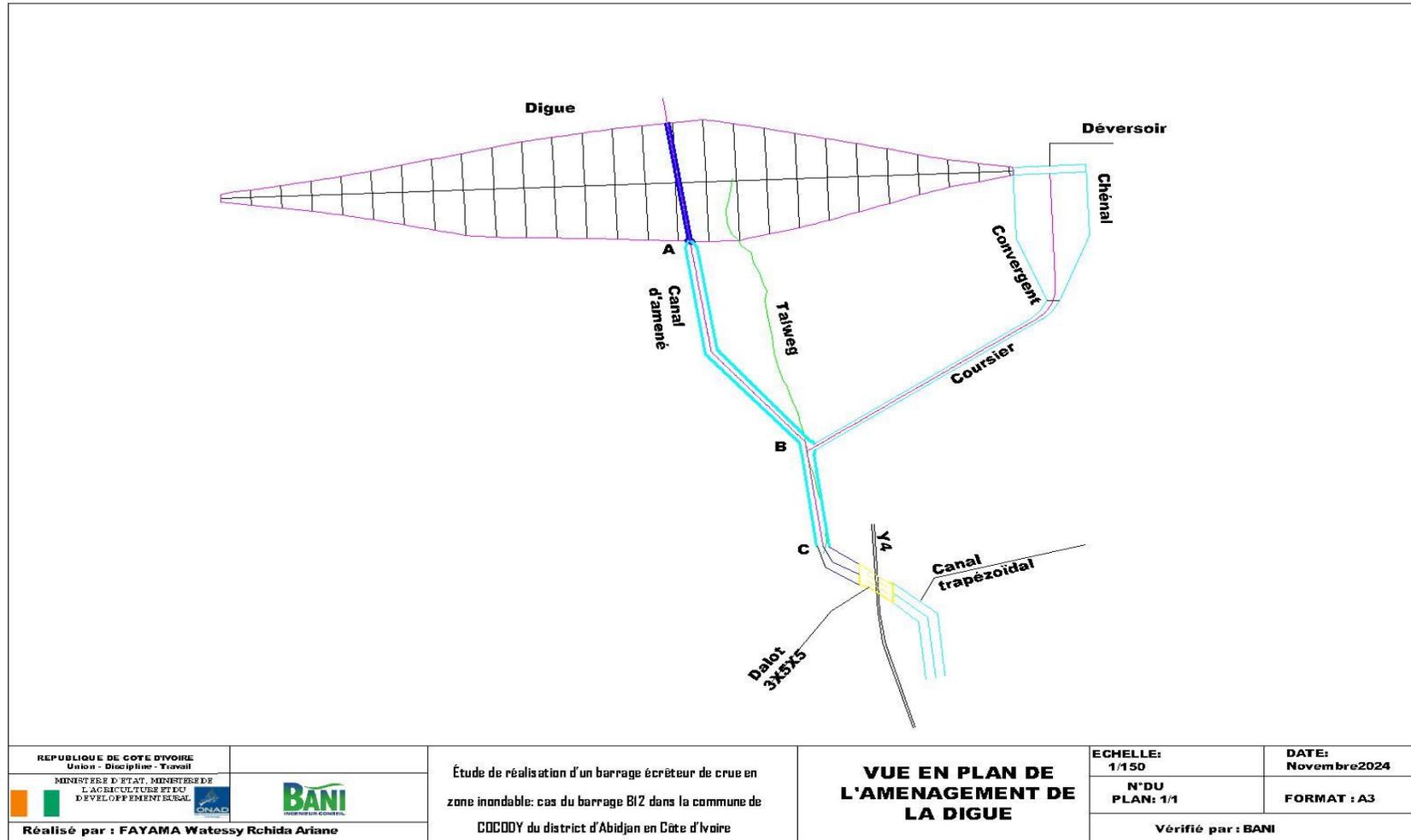


*Annexe 13 : Vue en plan du déversoir*

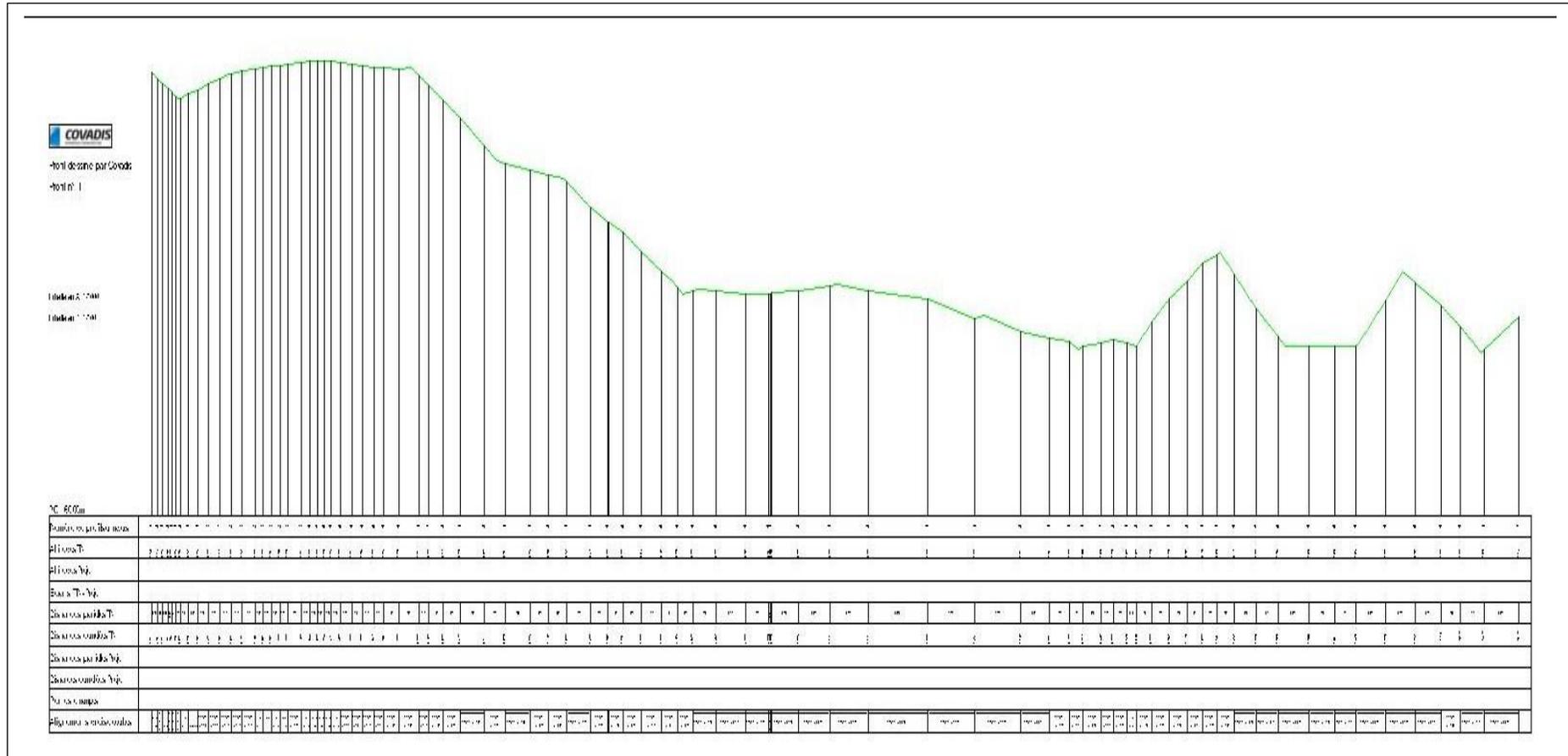


<p>REPUBLIQUE DE COTE D'IVOIRE Union - Discipline - Travail</p>	<p><b>ENTREPRISES</b></p>	<p>Étude de réalisation d'un barrage écrêteur de crête en zone inondable : cas du barrage B12 dans la commune de COCODY du district d'Abidjan en Côte d'Ivoire</p>	<p><b>VUE EN PLAN DU DEVERSOIR</b></p>	<p>ECHELLE: 1/150</p>	<p>DATE: Septembre 2024</p>
<p>Office National de l'Assainissement et du drainage</p>				<p>N°DU PLAN: 1/1</p>	<p>FORMAT : A4</p>
<p>Réalisé par : <b>FAYAMA Watessy Rachida Ariane</b></p>		<p>Vérifié par : <b>BANI</b></p>			

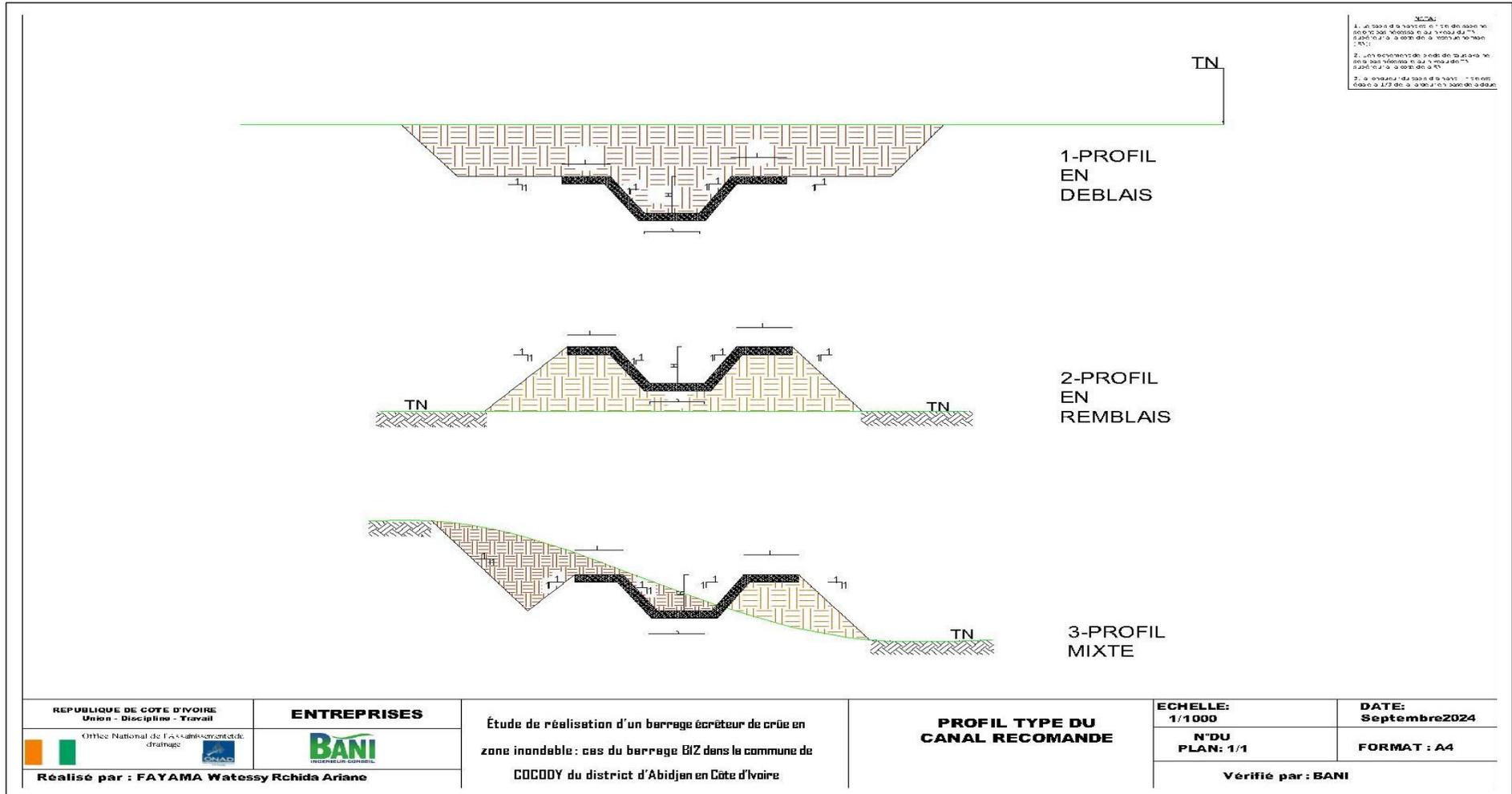
*Annexe 14 : Vue en plan de l'aménagement du barrage*



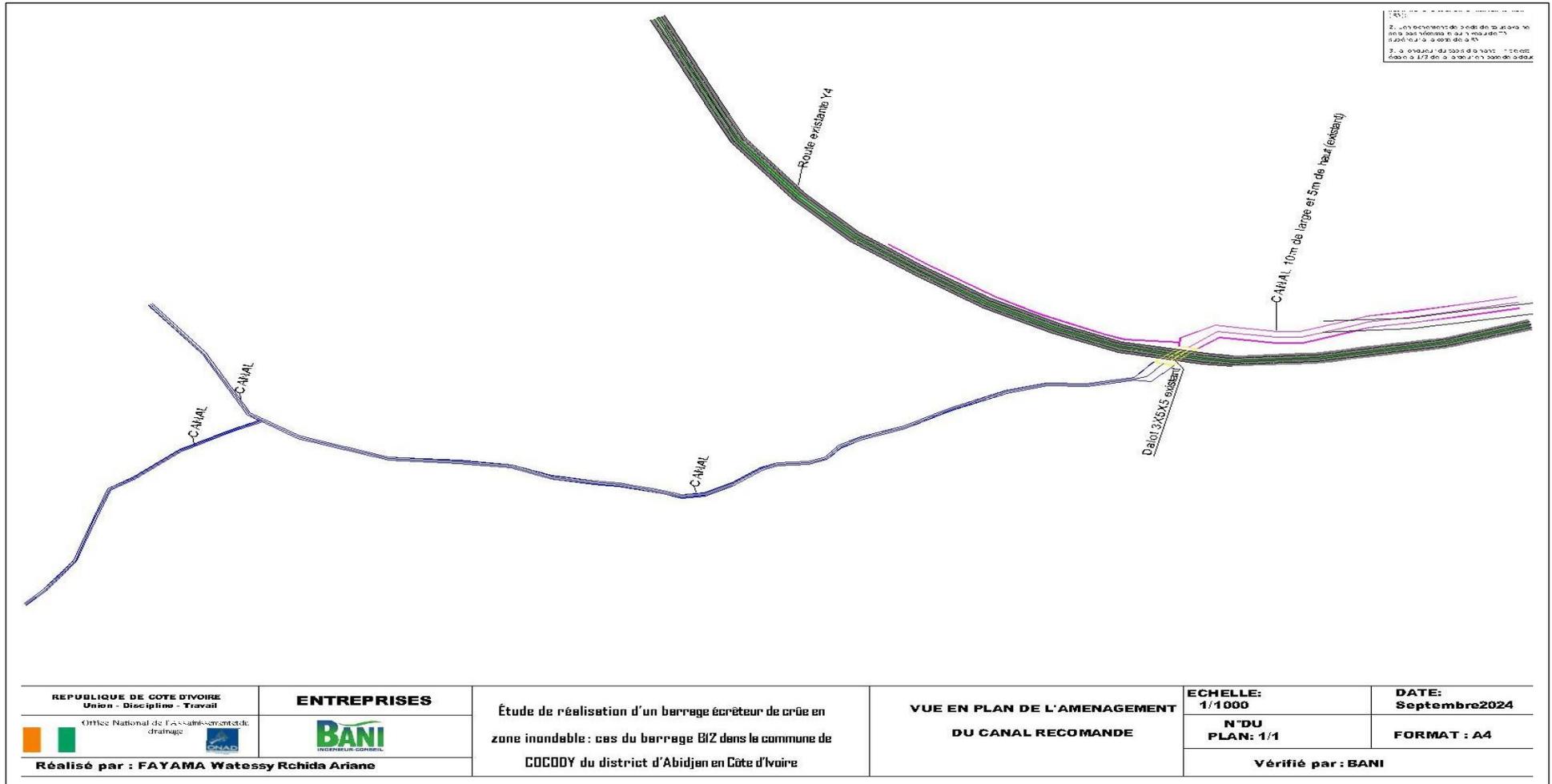
*Annexe 15 : Profil en long du canal recommandé*



*Annexe 16 : Profil Type du canal recommandé*



*Annexe 17 : Vue en plan du canal recommandé*



<p>REPUBLIQUE DE COTE D'IVOIRE Union - Discipline - Travail</p>	<p><b>ENTREPRISES</b></p>	<p>Étude de réalisation d'un barrage écrêteur de crête en zone inondable : cas du barrage B12 dans la commune de COCODY du district d'Abidjan en Côte d'Ivoire</p>	<p><b>VUE EN PLAN DE L'AMENAGEMENT DU CANAL RECOMANDE</b></p>	<p><b>ECHELLE:</b> 1/1000</p>	<p><b>DATE:</b> Septembre 2024</p>
<p>Ministère National de l'Assainissement et de drainage</p>				<p><b>N°DU PLAN:</b> 1/1</p>	<p><b>FORMAT :</b> A4</p>
<p>Réalisé par : <b>FAYAMA Watessy Rchida Ariane</b></p>		<p>Vérifié par : <b>BANI</b></p>			

*Annexe 18 : Abaques*

