



**ETUDE TECHNIQUE POUR LA CONSTRUCTION DU BARRAGE DE  
LANTAGA, DANS LA COMMUNE DE PILIMPIKOU, PROVINCE DU  
PASSORE, REGION DU NORD (BURKINA FASO)**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE  
**MASTER**  
**SPECIALITE : GENIE DE L'EAU, DE L'ASSAINISSEMENT ET DES  
AMENAGEMENTS HYDROAGRIQUES (GEAAH)**

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 23 juillet 2021 par

**Yengou Regis Martial LANKOANDE (2014 0480)**

**Directeur de Mémoire : Moussa LO, Enseignant GC BTP, 2iE**

**Maître de Stage : Kouliga KABRE, Ingénieur du Génie Rural**

**Structure d'accueil : Agence Conseils pour l'Équipement, l'Eau et l'Environnement (AC3E)**

Jury d'évaluation du Mémoire :

Président : **Dr Dial NIANG**

Membre et Correcteur : **M. Célestin OVONO MEZUI**

Promotion [2020/2021]

## DEDICACES

*A ma mère et mon père  
en reconnaissance de leur affection  
leurs sacrifices et de leurs précieux conseils ;*

*A mes sœurs  
pour leur soutien et leur présence à mes côtés ;*

*A tous mes proches ;*

*A tous ceux qui n'ont de cesse  
de m'aider et soutenir.*

## REMERCIEMENTS

Au moment de clore ce présent document, j'aimerais présenter ma profonde gratitude aux personnes physiques et morales qui ont contribué à son élaboration.

Je voudrais adresser toute ma gratitude à :

- L'ensemble du corps professoral et administratif de 2iE, pour la qualité de la formation reçue ;
- Mon Directeur de mémoire, Monsieur Moussa LO, pour son accompagnement, sa disponibilité ainsi que ses conseils malgré ses multiples occupations ;
- Monsieur OUEDRAOGO Adama, Directeur Général de l'Agence Conseils pour l'Equipement, l'Eau et l'Environnement (AC3E) pour m'avoir accueilli dans sa structure pour mon stage de fin de cycle ;
- Mon maitre de stage Monsieur KABRE Kouliga, pour l'encadrement sans faille et ses conseils tout au long du stage ;
- Tout le personnel du bureau d'études AC3E pour l'accueil et le soutien que j'ai bénéficié, et je ne me permets de passer sous silence le soutien de Monsieur BELEM Zacharia, de Monsieur CONGO Issaka et Mdle PIKBOUGOUM Sandra ;
- Toutes ces personnes qui de près ou de loin ont contribué à ma formation et à la réussite de ce mémoire.

## RESUME

Le présent mémoire présente les résultats de l'étude technique pour la construction du barrage de Lantaga dans la commune de Pilimpikou, province du Passoré, région du Nord du Burkina Faso. Ce projet émane du ministère en charge de l'eau à travers la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) qui a lancé en 2020 des études complémentaires de réalisation et/ou de réhabilitation de retenues d'eau dans treize (13) régions parmi lesquelles la réalisation d'une retenue d'eau à Lantaga. Le but recherché est de développer durablement un secteur agro-sylvo-pastoral, faunique et halieutique productif et résilient.

Afin d'atteindre cet objectif, nous avons effectué la conception hydraulique et le dimensionnement de la digue, de l'évacuateur de crue et des ouvrages annexes. Ainsi, il en ressort que le site du barrage de Lantaga est alimenté par un bassin versant de 70,4 km<sup>2</sup> avec des apports en année décennale sèche évalués à 1 407 760,0 m<sup>3</sup>. Ces apports seront stockés par la retenue qui aura une capacité de 1 767 007 m<sup>3</sup> (cumulant les apports liquides et les dépôts solides). La digue en remblai homogène argileux munie d'un drain horizontal aura une hauteur maximale de 6,5 m et une longueur de 500,3 m. L'évacuateur de crue est un déversoir poids trapézoïdal long de 90 m placé en position latérale en rive gauche et a été conçu pour évacuer une crue de projet de 156,64 m<sup>3</sup>/s. L'eau stockée servira à l'alimentation d'un périmètre irrigué évalué à 30 ha, à la consommation domestique et à celle du cheptel. Le périmètre irrigué sera alimenté à partir d'un ouvrage de prise et de vidange de 350 mm de diamètre, calé à la côte 307,85 m. Le coût de réalisation du projet est estimé à **un milliard neuf millions huit cent quatre-vingt-onze mille huit cent vingt-trois (1 009 891 823) francs CFA TTC**.

### Mots clés :

---

**1-Barrage**

**2- Déversoir poids trapézoïdal**

**3- Digue homogène**

**4- Dimensionnement**

**5-Lantaga**

## ABSTRACT

This thesis presents the results of the technical study for the construction of the Lantaga dam in the commune of Pilimpikou, Passoré province, North region of Burkina Faso. This project emanates from the ministry in charge of water through the General Direction of Hydraulic Infrastructures (DGIH) which launched in 2020 complementary studies for the realization and/or rehabilitation of water reservoirs in thirteen (13) regions among which the realization of a water reservoir in Lantaga. The aim is to develop a sustainable, productive and resilient agro-sylvo-pastoral, wildlife and fisheries sector.

In order to achieve this objective, we carried out the hydraulic design and the dimensioning of the dam, the spillway and the ancillary structures. Thus, it emerges that the site of the Lantaga dam is fed by a catchment area of 70.4 km<sup>2</sup> with inflows in a dry decennial year evaluated at 1,407,760 m<sup>3</sup>. These inflows will be stored by the reservoir, which will have a capacity of 1,767,007 m<sup>3</sup> (combining liquid inflows and solid deposits). The homogeneous clay embankment with a horizontal drain will have a maximum height of 6.5 m and a length of 500.3 m. The spillway is a 90 m long trapezoidal weighted spillway placed in a lateral position on the left bank and has been designed to discharge a design flood of 156.64 m<sup>3</sup>/s. The stored water will be used to supply an irrigated perimeter estimated at 30 ha, for domestic consumption and for livestock. The irrigated perimeter will be supplied from an intake and discharge structure of 350 mm diameter, set at 307.85 m. The cost of the project is estimated at **one billion nine million eight hundred ninety-one thousand eight hundred and twenty-three (1,009,891,823) CFA francs including tax.**

### Key Words

---

- 1-Dam**
- 2- Trapezoidal gravity weir**
- 3- Homogeneous dike**
- 4- Dimensioning**
- 5-Lantaga**

## FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE LANTAGA

<b>I. LOCALISTION</b>		
Village	Lantaga	
Commune	Pilimpikou	
Province	Passoré	
Région	Nord	
Coordonnées du site	Longitude : 587878.03 m (UTM)	
	Latitude : 1410490.82 m (UTM)	
Désignation	Unité	Caractéristiques
<b>II. BASSIN VERSANT</b>		
Superficie	km <sup>2</sup>	70,4
Périmètre	km	49
Indice global de pente	m/km	13,11
Longueur du cours d'eau principal	km	15,93
<b>III. PLUVIOMETRIE</b>		
Station	Nanoro	
Pluviométrie moyenne annuelle	mm	663,81
Pluie annuelle quinquennale sèche	mm	564 ;15
Pluie annuelle décennale sèche	mm	504,35
Pluie journalière décennale humide (P <sub>10</sub> )	mm	76,67
Pluie journalière centennale humide (P <sub>100</sub> )	mm	104,34
<b>IV. DEBIT DE CRUE</b>		
Débit de crue décennale	m <sup>3</sup> /s	56,4
Débit de crue centennale (crue de projet)	m <sup>3</sup> /s	156,64
<b>V. APPORTS LIQUIDES</b>		
Apport d'eau en année moyenne	m <sup>3</sup>	2 463 580
Apport d'eau en année quinquennale sèche	m <sup>3</sup>	1 689 312,0
Apport d'eau en année décennale sèche	m <sup>3</sup>	1 407 760,0
<b>VI. CUVETTE</b>		
Côte PHE	m	311,2
Côte PEN	m	310,5
Volume au PEN	m <sup>3</sup>	1 767 007
Surface au PEN	m <sup>2</sup>	914 587
<b>VII. DIGUE</b>		
Type	Homogène en matériaux argileux	
Côte de calage	m	312
Hauteur maximale par rapport au lit mineur	m	6,5
Largeur en crête	m	4,5
Longueur (y compris déversoir)	m	500,3
Pente des talus amont et aval	m/m	1V/2,5H
Protection talus amont	Perré sec	
Protection talus aval	Perré sec	
Protection de la crête	Couronnement latéritique de 20 cm	

Profondeur de la tranchée	m	0,2 à 5,6
Largeur de fond de la tranchée	m	3,5
Pente des talus de la tranchée	m/m	3V/1H
<b>IX. DEVERSOIR</b>		
Type	Poids trapézoïdal en béton cyclopéen	
Position	Latérale en rive gauche	
Côte de calage	m	310,5
Hauteur libre maximale	m	5
Longueur	m	90
Largeur en crête	m	1,5
Angle du talus aval	°	60
Type bassin de dissipation	A ressaut type II (USBR)	
Largeur du bassin de dissipation (m)	m	4
Protection aval	Enrochement	
<b>X. OUVRAGE DE PRISE</b>		
Type de la conduite	En fonte enterrée	
Position	Rive droite	
Commande	Vanne aval	
Diamètre de la conduite	mm	350
Côte de calage	m	307,85
<b>PERMIETRE AGRICOLE</b>		
Superficie aménageable	ha	30
Débit du système	m <sup>3</sup> /s	0,08
Type d'irrigation	Gravitaire	
<b>COUTS DU PROJET</b>		
Travaux de construction du barrage	F CFA	972 641 823
Plan de gestion environnemental et social	F CFA	37 250 000
Cout total du projet (Barrage + PGES)	F CFA	1 009 891 823

## SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AC3E	: Agence Conseils pour l'Equipement, l'Eau et l'Environnement
ARCOP	: Autorité de Régulation de la Commande Publique
BCR	: Béton Compacté au Rouleau
BECOHA	: Bureau d'Etudes et de Contrôles des Ouvrages Hydro-Agricoles et Annexes
BNDT	: Base Nationale de Données Topographiques
BUNEE	: Bureau National des Evaluations Environnementales
CIEH	: Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
CIGB	: Commission Internationale de Grands Barrages
DAO	: Dossier d'Appel d'Offres
DGIH	: Direction Général des Infrastructures Hydrauliques
DGRE	: Direction Générale des Ressources en Eau
EIER	: Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs de l'Equipement Rural
FAO	: Food and Agriculture Organization of the United Nations
GPS	: Global Positioning System
IGB	: Institut Géographique du Burkina
MEA	: Ministère de l'Eau et de l'Assainissement
NIES	: Notice d'Impact Environnemental et Social
ONBAH	: Office National des Barrages et des Aménagements Hydro- Agricoles
ONG	: Organisation Non Gouvernementale
ORSTOM	: Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
PEN	: Plan d'Eau Normale
PGES	: Plan de Gestion Environnementale et Sociale
PHE	: Plus Hautes Eaux
RGPH	: Recensement Général de la Population et de l'Habitat
SIG	: Système d'Information Géographique
TTC	: Toute Taxe Comprise
USCS	: Unified Soil Classification System
ZATE	: Zone d'Appui Technique en Elevage

## TABLE DES MATIERES

DEDICACES .....	i
REMERCIEMENTS .....	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT .....	iv
FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE LANTAGA.....	v
SIGLES ET ABREVIATIONS .....	vii
TABLE DES MATIERES .....	1
LISTE DES TABLEAUX.....	4
LISTE DES FIGURES .....	5
I. INTRODUCTION.....	6
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE DE PROJET8	
II.1 Présentation de la structure d'accueil .....	8
II.2 Présentation de la zone de projet .....	9
II.2.1 Situation géographique.....	9
II.2.2 Milieu physique.....	10
II.2.3 Hydrographie.....	12
II.2.4 Situation démographique et socio-économique .....	12
III. PRESENTATION DU PROJET .....	15
III.1 Contexte et justification .....	15
III.2 Objectif général.....	15
III.3 Objectifs spécifiques .....	15
IV. MATERIEL ET METHODOLOGIE DE CONCEPTION .....	16
IV.1 Matériels .....	16
IV.2 Méthodes.....	16
IV.2.1 Recherche bibliographique et collecte des données.....	16

IV.2.2	Etude géotechnique .....	17
IV.2.3	Etude de la pluviométrie .....	17
IV.2.4	Etude hydrologique .....	18
IV.2.5	Etude de la retenue .....	26
IV.2.6	Dimensionnement de la digue .....	29
IV.2.7	Dimensionnement des ouvrages annexes .....	32
IV.2.8	Impact Environnemental et Social .....	36
IV.2.9	Evaluation des coûts du projet .....	36
V.	RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	37
V.1	Synthèse des études géotechniques .....	37
V.1.1	Fondation de la digue .....	37
V.1.2	Zone d'emprunt d'argile.....	37
V.1.3	Matériaux de construction .....	38
V.2	Etude de la pluviométrie.....	38
V.2.1	Caractéristique des échantillons .....	38
V.2.2	Analyse fréquentielle.....	39
V.3	Etude hydrologique.....	40
V.3.1	Caractérisation du bassin versant .....	40
V.3.2	Courbe hypsométrique .....	41
V.3.3	Estimation de la crue de projet .....	42
V.3.4	Hydrogramme de crue .....	43
V.3.5	Etudes des apports liquides du bassin versant.....	44
V.4	Etude de la retenue .....	45
V.4.1	Courbe hauteur-volume et hauteur-surface .....	45
V.4.2	Evaluation des apports solides .....	46
V.4.3	Estimation des pertes et besoins .....	47
V.4.4	Simulation de l'exploitation de la retenue.....	48

V.5	Conception et dimensionnement de la digue .....	49
V.5.1	Conception et identification de l'axe de la digue .....	49
V.5.2	Caractéristiques de la digue.....	50
V.5.3	Stabilités des pentes des talus.....	51
V.5.4	Protection de la crête et des talus .....	52
V.5.5	Tranchée d'ancrage .....	53
V.6	Dimensionnement du déversoir et des ouvrages annexes .....	53
V.6.1	Le déversoir.....	53
V.6.2	Bassin de dissipation et chenal d'évacuation .....	54
V.6.3	Murs bajoyers .....	56
V.6.4	Ouvrage de prise et de vidange .....	56
V.7	Impact environnemental et social .....	57
V.7.1	Description du site de la retenue d'eau .....	57
V.7.2	Identification des impacts.....	57
V.7.3	Plan de gestion environnemental et social (PGES).....	59
V.8	Evaluation du coût du projet.....	59
VI.	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....	60
VII.	BIBLIOGRAPHIE .....	61
ANNEXES	.....	62

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Classification des bassins versants .....	18
Tableau 2: Choix du temps de retour de la crue de projet.....	24
Tableau 3 : Détermination des dépôts solides .....	27
Tableau 4: Valeurs indicatives des talus amont et aval.....	30
Tableau 5 : Calcul de l'infiltration de la digue .....	31
Tableau 6: Profondeurs d'ancrage minimales recommandées.....	37
Tableau 7: Caractéristiques des données de l'étude .....	38
Tableau 8: Résultats de l'analyse fréquentielle .....	39
Tableau 9: Résumé des caractéristiques du bassin versant .....	40
Tableau 10: Résultats du calcul de la crue décennale .....	42
Tableau 11: Crue centennale .....	43
Tableau 12: Synthèse des apports liquides selon la méthode RODIER.....	44
Tableau 13: Synthèse des apports liquides selon la méthode de COUTAGNE.....	44
Tableau 14: Résultats de l'estimation des dépôts solides .....	46
Tableau 15: Pertes par évaporation et infiltration .....	47
Tableau 16: Synthèse des besoins en eau .....	47
Tableau 17: Synthèse des caractéristiques de la digue.....	50
Tableau 18: Caractéristiques du déversoir .....	53
Tableau 19 : Vérification de la stabilité du déversoir .....	54
Tableau 20: Synthèse des caractéristiques du bassin de dissipation .....	55
Tableau 21: Caractéristiques des murs bajoyers .....	56
Tableau 22:Matrice d'interaction des activités du projet avec les composantes du milieu .....	58
Tableau 23: Synthèse du devis estimatif .....	59

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte de localisation de la zone d'étude .....	9
Figure 2 : Carte des sols de la commune de Pilimpikou .....	11
Figure 3 : Hydrographie du bassin versant.....	12
Figure 4 : Paramètres d'étude du drain .....	32
Figure 5: Ajustement à la loi de Gauss .....	39
Figure 6: Ajustement à la loi de Gumbel .....	40
Figure 7: Courbe hypsométrique.....	41
Figure 8: Hydrogramme de crue .....	43
Figure 9: Courbe hauteur-volume .....	45
Figure 10: Courbe hauteur-surface.....	46
Figure 11: Courbe d'exploitation.....	48
Figure 12: Coupe de la digue .....	51
Figure 13: Stabilité des pentes de la retenue vide .....	51
Figure 14: stabilité de pentes de la retenue pleine.....	52
Figure 15: Coupe du déversoir .....	54

## I. INTRODUCTION

Le BURKINA FASO à l'image de la plupart des pays de l'Afrique de l'ouest est un pays à majorité agricole. Le secteur agro-sylvo-pastorale occupe près de 80% de la population active avec une participation au PIB de l'ordre de 40%. Cependant la précarité pluviométrique associée au phénomène du changement climatique occasionne la baisse de rendement des productions végétales, animales et halieutiques. Ceci occasionne des déficits chroniques de la production agricole dans plusieurs régions. Dans ces conditions, les populations peinent à faire face à l'insécurité alimentaire.

En dépit de ces contraintes, le pays recèle d'atouts susceptibles de jeter les bases d'un développement durable du secteur agricole. Il s'agit notamment d'un potentiel humain disponible et jeune (49 % de la population a moins de 15 ans), et d'un potentiel productif relativement important caractérisé par des disponibilités en terres agricoles (9.000.000 ha cultivables) et irrigables. La maîtrise de la mobilisation de la ressource en eau devient alors une nécessité absolue [1].

Ainsi donc, l'Etat burkinabè dans la stratégie de mobilisation de la ressource en eau, entreprend des projets de réalisation de barrages sur toute l'étendue du territoire. Cette politique vise à permettre aux populations de pratiquer l'agriculture de contre saison en complément et d'avoir des réserves de secours pour l'agriculture pluviale mise en rude épreuve par la récurrence des poches de sécheresses. Au compte de l'année 2020, le ministère de l'eau et de l'assainissement a commandité des études complémentaires de réalisation ou de réhabilitation de barrage.

Dans ce cadre, le village de Lantaga a obtenu sur demande du maire SAWADOGO Félicien un projet de construction d'un nouveau barrage.

Le bureau d'étude AC3E, a été chargé de mener les études techniques pour la construction de ce barrage. Ayant été reçu par le bureau d'études AC3E dans le cadre de notre stage de fin de cycle, ce projet fait ainsi l'objet de notre présent mémoire sous le thème : **Etude technique pour la construction du barrage de Lantaga dans la commune de Pilimpikou, province du Passoré, région du Nord, Burkina Faso.**

L'objectif principal de cette étude est de proposer une solution technique pour la construction du barrage de Lantaga.

Afin de permettre une meilleure compréhension du présent document qui fait l'économie des travaux que nous avons menés, nous procéderons dans les lignes qui suivent d'abord à une

présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude ainsi que du contexte du projet. Ensuite nous décrirons les matériels et méthodes utilisés. Enfin seront présentés les résultats et discussions, suivis de la formulation d'une conclusion et de recommandations.

## **II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE DE PROJET**

### **II.1 Présentation de la structure d'accueil**

- **Raison sociale**

L'Agence Conseils pour l'Équipement, l'Eau et l'Environnement (AC3E) est un bureau d'études en ingénierie de droit burkinabè créé en 1996 (9 Août 1996) sous la forme d'entreprise individuelle pour les missions d'études, de suivi contrôle de travaux et de formations. Il a été transformé en SARL en 2002 sous le RCCM BF OUA 2002 B 2390.

- **Nature des prestations et domaine d'intervention**

AC3E assure plusieurs types de prestations dont les principales sont :

#### **Etude d'ingénierie et maîtrise d'œuvre**

- Identification de projets de développement
- Elaboration de schémas directeurs
- Etudes de faisabilités, études d'avant-projet et projet d'exécution, élaboration de DAO
- Assistance aux maîtres d'ouvrages

#### **Coordination, suivi/contrôle de travaux**

- Coordination et supervision de chantiers pour le compte d'entreprises privées
- Suivi de travaux réalisés en règle par des ONG ou des projets.

Le cabinet intervient principalement dans les domaines suivants :

- Infrastructures hydrauliques et assainissement : Etudes et contrôles des aménagements hydro-agricoles, de barrages, adduction et distribution d'eau
- Environnement : Etude d'impact ; étude des milieux naturels, aménagement et gestion des territoires
- Infrastructures de transport et assainissement : Etude et contrôle de routes et pistes rurales, d'ouvrages d'art, etc.



## II.2.2 Milieu physique

### • Climat

Le climat de la zone de projet est de type soudano-sahélien. Il se caractérise par la succession de deux grandes saisons annuelles :

- ✓ Une saison sèche plus longue qui dure de Novembre à Avril durant laquelle souffle l'Harmattan qui est un vent sec et poussiéreux
- ✓ Une saison pluvieuse qui s'étend du mois de Mai à Septembre marquée par la mousson de direction sud-ouest/ nord-est. L'essentiel des précipitations sont enregistrées durant les mois de Juillet et d'Aout.

On remarque des variations spatio-temporelles des hauteurs de pluies enregistrées annuellement. La pluviométrie moyenne de cette zone varie entre 300 mm et 750 mm. Les températures fluctuent également entre des minimums de 10.4°C-15.5°C et des maximums de 41.8°C-45.1°C. La moyenne s'établissant autour de 30°C.

### • Sols et relief

Dans la zone de projet, on rencontre principalement quatre types de sols :

- ✓ Les sols hydromorphes (couvrent près de 117,75 km<sup>2</sup> soit 62,18% du territoire communal) ;
- ✓ Les Sols Minéraux Bruts (48,26 km<sup>2</sup> soit 25,48% du territoire) ;
- ✓ Les Sols à Mull (21 km<sup>2</sup> soit environ 11% du territoire) et
- ✓ Les Sols Peu évolués (2,36 km<sup>2</sup>, soit 01,25 % du territoire)

Le village de Lantaga à l'image de la province du Passoré, fait partie de la pénéplaine centrale du pays. Dans son ensemble donc le relief y est plat où dominant des collines birrimiennes se singularisant par des versants au profil concave et s'entourant généralement de dépression périphérique.

Soumis à une forte pression foncière, la fertilité de ces sols s'amenuise au fil des années et nécessite l'apport de fertilisants organiques et minéraux. Cette baisse progressive de la fertilité des sols est accentuée de nos jours par l'utilisation de pesticides chimiques de synthèse dans le contrôle des ravageurs de culture notamment les herbicides qui sont de véritables menaces pour la biodiversité des sols gage de leur fertilité.

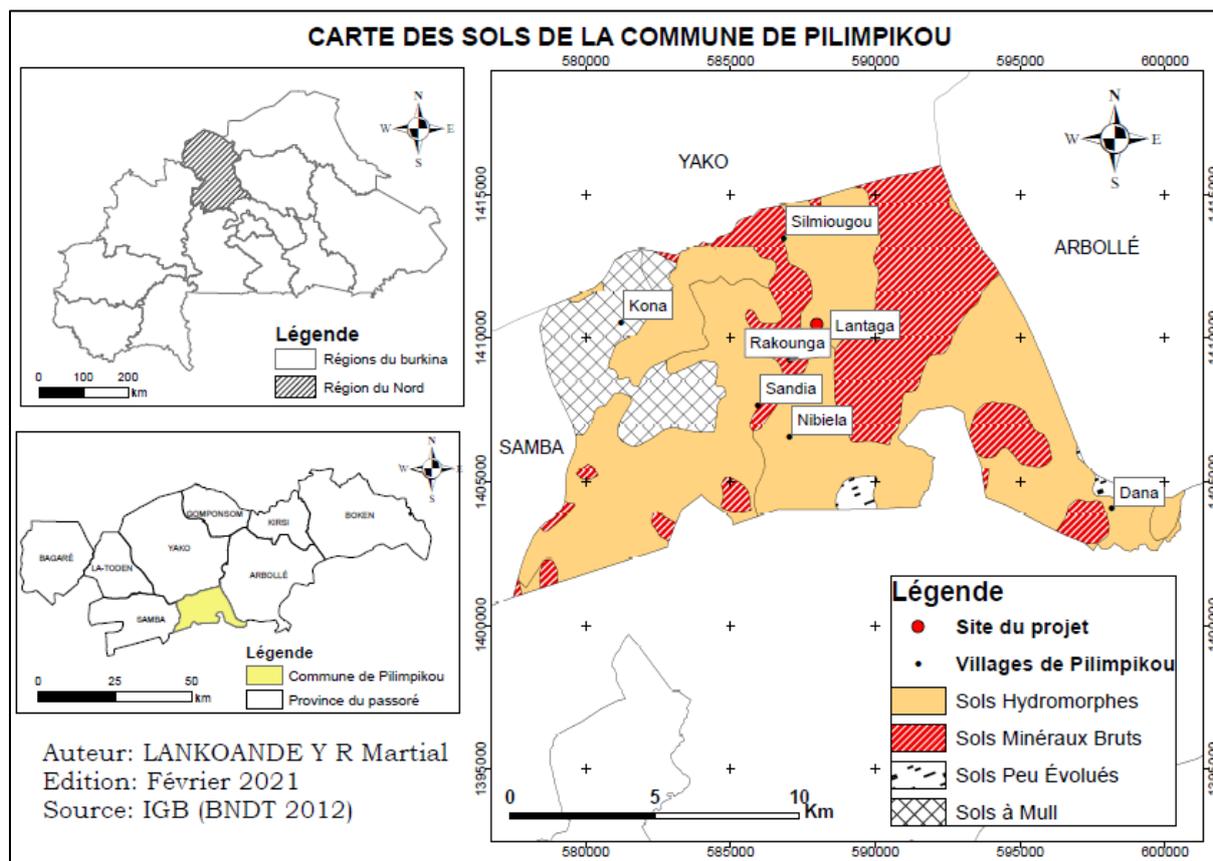


Figure 2 : Carte des sols de la commune de Pilimpikou

### • Végétation et flore

Selon le découpage phytogéographique du Burkina Faso, le bassin versant du lac de barrage du village de Lantaga appartient au domaine nord soudanien/sud sahélien avec une végétation à prédominance savane composée de *Vitellaria paradoxa*, *Faidherbia albida* et de *Balanites aegyptiaca*. La végétation originelle est de type savane arborée qui s'est fortement dégradée ces dernières années du fait de la sécheresse et de la forte pression démographique. Les formations végétales naturelles encore présentes sont des reliques de savanes arborées, arbustives, des steppes arborées, arbustives et herbeuses, des brousses en jachère et des cordons ripicoles le long des cours d'eau.

Dans l'ensemble, les espèces ligneuses les plus fréquemment rencontrées sont entre autres : *Lanea microcarpa*, *Vittelaria paradoxa*, *Saba senegalensis*, *Sclerocarya birrea*, *Parkia biglobosa*, *Bombax costatum*, *Adansonia digitata*, *Gardenia erubescens*, *Diosyiros*. On y trouve également quelques espèces exotiques telles que *Mangifera indica* et *Psidium gojava* dans les vergers et *Eucalyptus camaldulensis*.

### II.2.3 Hydrographie

L'essentiel du réseau hydrographique du bassin versant du futur barrage appartient au bassin du Mouhoun inférieur. Ce réseau hydrographique est constitué de petites rivières dont le plus important (Vranso) ne sert que de limite partielle au Sud-est de la commune de Pilimpikou avec la commune de Nanoro. On note aussi quelques cours d'eau ou rivières naturelles comme lantaga baongo, Itaore baongo, Sandia kossoko, Koulwoko, etc.

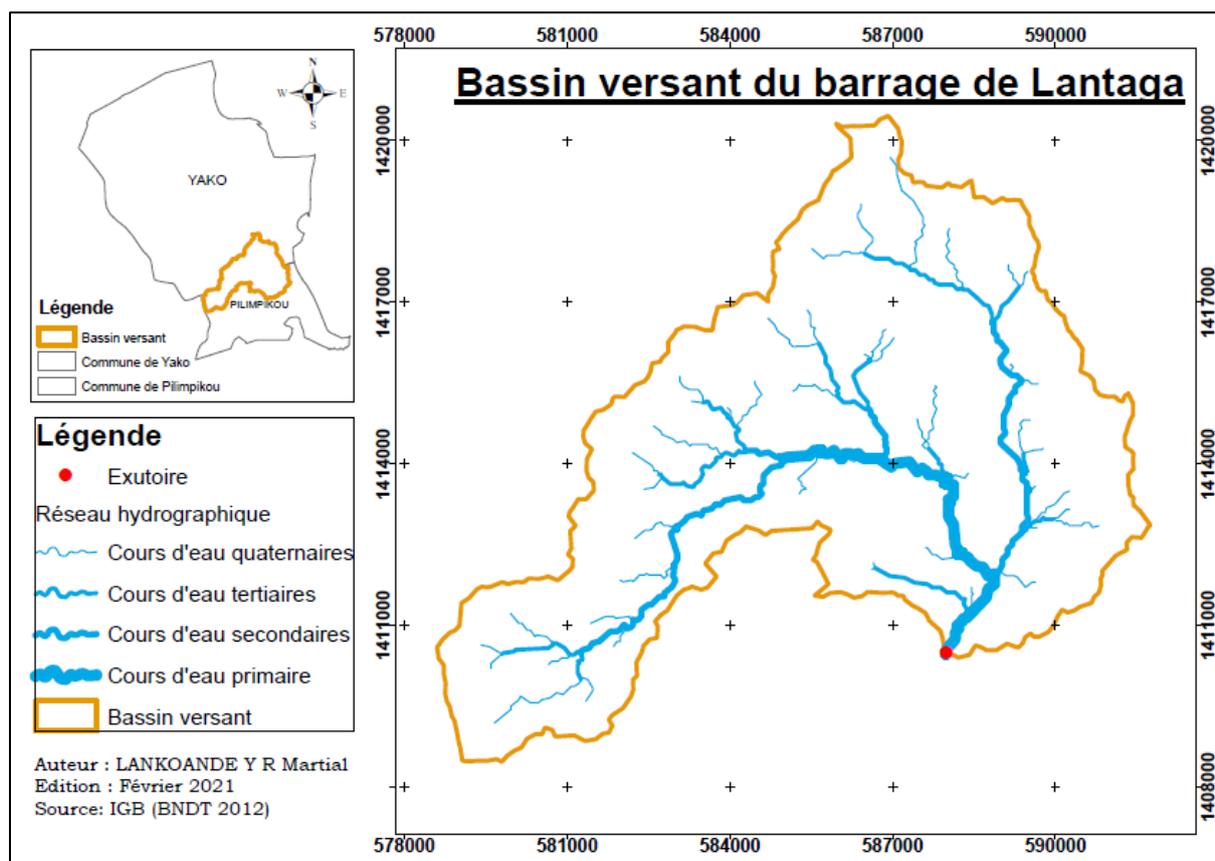


Figure 3 : Hydrographie du bassin versant

### II.2.4 Situation démographique et socio-économique

#### • Population

Quatre villages ont été recensés dans la zone de couverture du projet, à savoir les villages de Lantaga, Nibiella, Rakounga et Silmiougou. La zone de couverture en effet concerne l'ensemble les populations se trouvant dans un rayon de 5 km du site du barrage (installé à Lantaga). La population de ces villages est évaluée à 5491 habitants dont 2404 hommes et 3087 femmes selon le Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) de 2006.

Avec un taux d'accroissement de 2.2%, cette population est estimée à 7447 habitants en 2020 et à 14 305 habitants en 2050, horizon du projet soit une durée de 30 ans d'exploitation des ouvrages.

- **Situation socio-économique**

Les principaux secteurs de production de la localité/village de Lantaga sont l'agriculture, l'élevage, le maraichage et le commerce.[2]

L'agriculture est la principale activité économique de la commune, employant la quasi-totalité de la population active. Ainsi 90% des ménages enquêtés déclarent pratiquer l'agriculture en saison pluvieuse. La production agricole dans la zone peut être regroupée en cultures vivrières et en cultures de rentes. Les cultures vivrières sont le mil, le sorgho, le maïs, le riz, etc. La culture du riz pluvial par exemple se fait dans les bas-fonds et fait l'objet d'une exploitation individuelle pour la plupart. L'arachide, le niébé, le sésame et le poids de terre constituent l'essentiel des cultures de rente.

L'élevage reste la deuxième source de revenus de la population. Il est pratiqué de manière extensive par toutes les ethnies (mossi et peulh) de la localité qui sont également agriculteurs. En décembre 2020, les services de la ZATE Pilimpikou donnent les estimations des différentes espèces suivantes du cheptel du village de Lantaga :

- bovins : 567 têtes
- ovins : 6717 têtes
- caprins : 9759 têtes

Les principales contraintes de cet élevage restent la persistance de certaines épizooties comme la pasteurellose bovine et des petits ruminants, la dermatose, la trypanosomose animale en période hivernale, la parasitose modulaire et intestinales. En plus, l'insuffisance des infrastructures pastorales et l'eau pour l'abreuvement des animaux en saison sèche, le manque de délimitation de zones de pâturage et de pistes à bétail et la faible valorisation des productions constituent un véritable handicap pour ce secteur.

Le maraichage qui est exercé par 3% des ménages enquêtés est une activité économique qui se pratique non seulement dans le village, mais aussi hors du village. Au sein du village il est pratiqué dans les bas-fonds tandis qu'à l'extérieur du village c'est principalement le site aménagé du barrage de Soum dans la commune de Nanoro province du Boulkiemdé qui est le lieu d'accueil de maraichers individuels ou organisé en groupe.

D'autres activités économiques d'une importance non négligeable sont pratiquées dans la localité. Le commerce et l'arboriculture sont pratiqués chacun par 6% des personnes enquêtées. Le commerce local porte essentiellement sur les céréales, les légumineuses, les produits de l'élevage, les produits de cueillette ainsi que des produits manufacturés.

Toutes ces productions sont écoulées sur les marchés de villages (Lantaga, Kounna, Pilimpikou dans la commune de Pilimpikou, Bouriya dans la commune de Yako et Nanoro commune de Nanoro dans la province du Boulkiemdé).

### **III. PRESENTATION DU PROJET**

#### **III.1 Contexte et justification**

Face au constat du nombre élevé (47%) de barrages dégradés (DGRE 2011), et de la demande communautaire de plus en plus importante de nouveaux ouvrages, le ministère en charge de l'eau a obtenu une ligne budgétaire pour la réhabilitation progressive des ouvrages dégradés et la réalisation de nouveaux barrages. Et au titre de l'année 2020, le ministère de l'eau et de l'assainissement à travers la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) commande des études complémentaires de réalisation et/ou de réhabilitation de barrages.

Sur l'initiative de la mairie de Pilimpikou, une demande de projet de construction de barrage a été introduite auprès des autorités. A la suite de l'examen du dossier, un avis favorable a été émis pour la construction du barrage. Cette infrastructure, initialement prévue pour être réalisée à Pilimpikou (centre) a été délocalisée finalement au niveau du village de Lantaga en raison du fait que le premier site n'offrait pas une bonne capacité de rétention des eaux.

#### **III.2 Objectif général**

L'objectif principal de notre présente étude est de réaliser les études techniques pour la construction du barrage de Lantaga.

#### **III.3 Objectifs spécifiques**

Plus spécifiquement il s'agit de :

- ✓ Effectuer la synthèse des études de base (géotechnique, pluviométrie, topographie, etc.) ;
- ✓ Etudier plusieurs variantes et retenir la meilleur option (barrage en béton, remblai homogène, noyau étanche, etc.) ;
- ✓ Concevoir les ouvrages ;
- ✓ Proposer une évaluation d'impact environnemental et social du projet et
- ✓ Evaluer le coût du projet.

## **IV. MATERIEL ET METHODOLOGIE DE CONCEPTION**

### **IV.1 Matériels**

L'étude du barrage, afin d'être bien réalisée, a nécessité l'utilisation d'un certain nombre d'outils, que sont :

- ✓ Un GPS pour la prise des coordonnées géographiques ;
- ✓ Les logiciels Google Earth et Global Mapper pour la délimitation du bassin versant ;
- ✓ Le logiciel Hyfran-Plus pour la vérification des traitements statistiques des séries de relevés pluviométriques ;
- ✓ Le logiciel GEOSLOPE pour la vérification de la stabilité des talus ;
- ✓ Les logiciels CLIMWAT et CROPWAT pour la détermination des coefficients culturaux ;
- ✓ Le logiciel ArcGis 10.3.1 pour la caractérisation physique du bassin versant et la production des cartes ;
- ✓ Le logiciel CYPE 2014 pour le dimensionnement du mur bajoyer ;
- ✓ Les logiciels AUTOCAD 2016 et Covadis pour les différents tracés et plans et
- ✓ Le pack Microsoft Office pour les calculs et traitements de texte.

### **IV.2 Méthodes**

Afin de mener à bien notre étude et d'atteindre nos objectifs, nous avons adopté une démarche qui a permis de recueillir des informations concernant l'étude du barrage suivant les différents aspects sociaux et techniques et d'aboutir ainsi à la conception du barrage. L'approche utilisée est ainsi décrite ci-après.

#### **IV.2.1 Recherche bibliographique et collecte des données**

Durant cette phase, il s'est agi pour nous de recueillir les informations concernant le projet à travers la consultation des documents, des sorties de terrain et des échanges avec des ressources. Cette étape a également consisté à la consultation de cours et documents techniques traitant du sujet qui nous ont guidé dans le dimensionnement des ouvrages.

### IV.2.2 Etude géotechnique

Le milieu physique est une déterminante majeure quand il s'agit de réaliser un barrage. Le relief et la composition du sols influents sur la conception des ouvrages.

C'est ainsi que nous avons effectué l'analyse des levés topographiques effectués par le bureau d'étude à l'aide du logiciel Covadis pour caractériser la cuvette et identifier l'axe de la digue. L'étude géotechnique a consisté à l'exploitation des résultats des analyses et essais géotechniques pour s'assurer que le site est favorable de ce point de vue et déterminer les caractéristiques de la fondation de l'axe de la digue et d'identifier les zones d'emprunt.

### IV.2.3 Etude de la pluviométrie

Cette étude a été menée à partir des données pluviométriques annuelles et maximales journalières de la station de Nanoro de la période de 1970 à 2018, soit une série de 49 ans. A partir de l'analyse des pluies, le régime hydrologique de la zone d'étude a été déterminé en se basant sur la catégorisation des régimes ci-après définie par J. Rodier dans le bulletin FAO 54. [3]

- Régime désertique, au nord de l'isohyète 100 mm ;
- Régime subdésertique, entre les isohyète 100 et 300 mm ;
- Régime sahélien, entre les isohyètes 300 et 750 mm ;
- Régime tropical sec, entre les isohyètes 750 et 1000 mm.

L'analyse fréquentielle des pluies a été faite sur tableur Excel, ensuite vérifiée avec le logiciel Hyfran Plus. Deux lois ont ainsi été utilisées : la loi normale de GAUSS pour l'ajustement des pluies moyennes annuelles et la loi GUMBEL pour l'ajustement des pluies maximales journalières.

Désignation	Fonction de répartition	Paramètres de la loi
Loi de GAUSS	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$ $U = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$	U : variable réduite $\bar{x}$ : Moyenne S : écart type
Loi de GUMBEL	$F(x) = e^{-e^{-a(x-x_0)}}$	$X_0$ : paramètre de position a : paramètre d'échelle

Le choix de ces lois, s'explique par leurs adoptions et leurs utilisations fréquentes par les hydrologues dans le contexte de l'Afrique de l'Ouest. Dans une région climatique donnée en

effet, selon des recherches, une variable hydro-pluviométrique déterminée suit généralement la même loi en tout site d'observations.[4]

#### IV.2.4 Etude hydrologique

##### IV.2.4.1 Caractérisation du bassin versant

L'étude du bassin versant constitue la phase de démarrage de l'étude hydrologique. Les approches utilisées tout au long de l'étude sont celles proposées par le bulletin 54 de la FAO. A travers la caractérisation du bassin versant, il est question de déterminer ses paramètres hydro-morphologiques.

Le bassin versant a été classé suivant la classification de l'Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture (FAO). En fonction de la taille du bassin versant et de la zone climatique, quatre (04) classes sont définies par Rodier dans bulletin 54 de la FAO. Elles sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1: Classification des bassins versants

Classe de bassin versant		Superficie (S) du bassin versant
Classe 1	Très petits bassins versants	Quelques hectares
Classe 2	Petits bassin versants	$2 < S < 40 \text{ km}^2$
Classe 3	Bassins versants moyens	$40 < S < 1000 \text{ km}^2$
Classe 4	Grands bassins versants	$S > 1000 \text{ km}^2$

##### ➤ Indice de compacité de Gravelius

Aussi appelé coefficient de forme, il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie. Cet indice est utilisé par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant et est calculé par la formule suivante :

$K_G = 0.282 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$	P : le périmètre du bassin versant (km) S : la surface du bassin versant (km <sup>2</sup> )
Si	$K_G = 1$ : bassin versant circulaire $1 < K_G < 1,3$ : bassin versant compact $K_G > 1,3$ : bassin versant allongé

➤ **Pente longitudinale**

La pente longitudinale du bassin versant a été calculée suivant la formule simplifiée de J.GRESILLON.

$I_{BV} = \frac{26}{\sqrt{S}}$	$I_{BV}$ : la pente longitudinale du bassin versant (m/km) ; $S$ : la superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> )
--------------------------------	--

➤ **Le rectangle équivalent**

C'est un rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant. Sa longueur s'obtient par l'expression suivante :

$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 \times S}}{4}$	$L$ : longueur du rectangle équivalent (km) $P$ : périmètre du bassin versant (km) $S$ : superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> )
--	--

➤ **Courbe hypsométrique**

Elle donne une vue d'ensemble de la pente du bassin versant. Cette courbe représente la répartition de la superficie du bassin versant en fonction des altitudes. Pour le tracé de cette courbe, les surfaces partielles pour des intervalles de 5 m ont été déterminées. Nous avons ensuite cumulé les surfaces partielles et déterminé leurs pourcentages.

➤ **Indice global de pente**

C'est un indice qui caractérise le relief d'un bassin versant. Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$	$I_g$ : indice global de pente (m/km) $H_{5\%}$ : altitude au-dessus de laquelle, sont situés 5% de la surface du bassin versant (km) $H_{95\%}$ : altitude au-dessus de laquelle, sont situés 5% de la surface du bassin versant (km) $L$ : longueur du rectangle équivalent (km)
--------------------------------------	---

➤ **Pente transversale**

La pente transversale a été obtenue en faisant la moyenne de six (06) pentes transversales de différentes sections de notre bassin versant. Après comparaison, si la valeur de la pente transversale est différente de  $I_g$  (différence supérieure à 20%), ce qui est notre cas, on calcule un indice global de pente corrigé  $I_{g_{cor}}$  afin de mieux représenter la pente du bassin versant.

$I_{g_{cor}} = \frac{(n - 1) \cdot I_g + I_T}{n}$	$I_{g_{cor}}$ : Indice global de pente corrigé (m/km)
	Avec $n = 2$ pour $L < 5$ km
	$= 3$ $5 \text{ km} < L < 25$ km
	$= 4$ $25 \text{ km} < L < 50$ km
	$= 5$ $50 \text{ km} < L$

➤ **Densité de drainage (Dd) et dénivelée spécifique (Ds)**

La densité de drainage (Dd) est définie comme étant la longueur de réseau hydrographique par unité de surface. Pour ce qui est de la dénivelée spécifique (Ds), elle a été calculée en faisant le produit de l'indice global de pente  $I_g$  ( $I_{g_{cor}}$ ) et de la racine carrée de la superficie (S).

$Dd = \frac{\sum li}{S}$  $Ds = I_g \times \sqrt{S}$	Dd : densité de drainage (km/km <sup>2</sup> )
	Li : longueur d'un cours d'eau élémentaire (km)
	S : la surface du bassin versant (km <sup>2</sup> )
	Ds : dénivelé spécifique (m)
	$I_g$ : indice global de pente (m/km)

➤ **Classe d'infiltration du bassin versant**

L'infiltration est le phénomène de passage de l'eau de la surface du sol à l'intérieur de celui-ci. Elle est conditionnée entre autres par le type de sol, la morphologie et la topographie du sol, la couverture végétale et le débit d'alimentation. La classification qualitative adoptée par Rodier, comprend six (06) classes (l'indice placé entre parenthèses correspond à l'ancienne nomenclature utilisée par Rodier et Auvray). [5]

- ✓ TI (P1) : bassin rigoureusement imperméable, entièrement rocheux ou argileux ;
- ✓ PI : bassin naturel particulièrement imperméable ;
- ✓ I (P2) : bassins assez imperméables ou bassins homogènes presque imperméables ;
- ✓ RI (P3) : bassins assez imperméables ou bassins homogènes assez peu imperméables ;

- ✓ P (P4) : bassins assez perméables, sols sableux sans pellicule ou avec un couvert végétal et
- ✓ TP (P5) : bassins très perméables, sables éoliens, sables sans pellicules et sans végétation.

#### IV.2.4.2 Estimation de la crue de projet

Le cours d'eau devant recevoir le barrage n'étant pas jaugé, les débits de crue ont été évalués suivant les méthodes empiriques généralement utilisées à savoir la méthode ORSTOM de C.AUVRAY et de J.A.RODIER et celle dite de régressions linéaires de C.PUECH et D.CHABBI ou méthode CIEH. Ces méthodes sont décrites dans le manuel de détermination des crues et apport de la FAO. [3]

##### ❖ Méthode ORSTOM

###### ○ Débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale $Q_{r10}$

Le débit de ruissellement décennal est déterminé par la relation suivante :

$Q_{r10} = \frac{A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * S}{T_{b10}}$	<p>A : Coefficient d'abattement</p> <p><math>P_{10}</math> : Pluie journalière décennale</p> <p><math>K_{r10}</math> : Coefficient de ruissellement</p> <p><math>\alpha_{10}</math> : Coefficient de pointe correspondant à la crue décennale pris égal à 2,6</p> <p>S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)</p> <p><math>T_{b10}</math> : Temps de base (min)</p>
--	--

###### ○ Détermination des paramètres

###### Le coefficient d'abattement

Il s'agit d'un coefficient de réduction qui permet de passer d'une hauteur de pluie ponctuelle à une hauteur moyenne calculée sur une certaine superficie située dans une zone pluviométrique homogène et pour une fréquence donnée. Il est calculé suivant l'équation simplifiée de G. VUILLAUME décrite ainsi :

$A = 1 - \left[ \frac{(161 - 0,042 * \overline{Pan})}{1000} \right] * \log S$	$\overline{Pan}$ : Pluie moyenne de précipitation annuelle (mm) S : Superficie (km <sup>2</sup> )
---	--

### Estimation de la hauteur d'averse ponctuelle de fréquence décennale P<sub>10</sub>.

Elle est assimilée à la pluie journalière de fréquence décennale. Elle est déterminée à partir d'ajustements statistiques de GUMBEL effectués sur les observations d'un poste de référence à savoir celui de Nanoro.

### Estimation du coefficient de ruissèlement K<sub>r10</sub>

L'estimation du coefficient de ruissèlement pour une précipitation décennale (P<sub>10</sub>) différente de 70 mm et 100 mm, est faite par interpolation linéaire entre les valeurs K<sub>r70</sub> pour P<sub>10</sub> = 70 mm et K<sub>r100</sub> pour P<sub>10</sub> = 100 mm. Ces valeurs peuvent être obtenues graphiquement à l'aide de courbes empiriques ou à partir de la formule ci-dessous qui ne s'applique qu'aux bassins dont la superficie est supérieure à 10 km<sup>2</sup>.

$K_{r70} \text{ ou } K_{r100} = S * \frac{a}{(s + b)} + c$	S : Superficie (km <sup>2</sup> )
Les variables a, b et c nécessaires à la détermination des coefficients de ruissèlement ont été lues dans des abaques en fonction de la zone climatique, de la taille du bassin versant, de la classe d'infiltrabilité et de l'indice de pente du dit bassin	

### Le temps de base Tb<sub>10</sub>

Il correspond à la durée qui s'écoule entre le début de la montée du niveau d'eau et la fin du ruissèlement pur de la crue. La valeur du temps de base est obtenue par interpolation linéaire entre les valeurs d'indice de pente encadrant l'indice de pente du bassin versant étudié.

$Tb_{10} = a * S^{0,35} + b$	Pour I <sub>gcor</sub> = 10 ; Tb <sub>10</sub> = 81 * S <sup>0,35</sup> + 80  Pour I <sub>gcor</sub> = 15 ; Tb <sub>10</sub> = 55 * S <sup>0,35</sup> + 30
------------------------------	--

#### ○ Calcul du débit de pointe décennal Q<sub>10</sub>

La crue décennale par la méthode de ORSTOM est obtenue par l'expression suivante :

$Q_{10} = m * Q_{r10}$	<p>m : Coefficient qui est fonction de la classe d'infiltrabilité du bassin et de la zone climatique</p> <p><math>Q_{r10}</math> : le débit de ruissellement décennal (m<sup>3</sup>/s)</p>
------------------------	---

Le secteur d'étude étant dans la zone sahélienne, pour un indice d'infiltrabilité I, le coefficient m est égal à 1,03 et pour un indice d'infiltrabilité P, celui-ci est égal à 1,06. Notre bassin est de classe d'infiltrabilité RI, alors nous prenons un coefficient m d'une valeur de 1,05 (m=1.05).

### ❖ Méthode CIEH

Il s'agit d'une méthode statistique employée sur des bassins de surface allant jusqu'à 1000 km<sup>2</sup>. Proposée par C.PUECH et D.CHABI-GONNI en 1983, la méthode CIEH est une méthode statistique avec plusieurs variantes. Elle tient compte de l'appartenance du bassin versant à un découpage climatique, une position géographique, un découpage pour un pays ou un groupe de pays [3]. Sa formulation est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$Q_{10} = a * S^s * \overline{Pan}^p * I_g^i * Kr_{10}^k * Dd^d$	<p>S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)</p> <p><math>\overline{Pan}</math> : Hauteur moyenne de précipitation (mm)</p> <p><math>I_g</math> = Indice global de pente</p> <p><math>Kr_{10}</math> = Coefficient de ruissèlement pour une crue décennale</p> <p>Dd : Densité de drainage (km/km<sup>2</sup>)</p>
--	--

Les équations de régression les plus susceptibles d'approcher la crue décennale ont été utilisées. Dans le cadre de cette étude, les équations 10,12,18 et 40 ont été retenues et cela en fonction de la pluviométrie, des coordonnées géographiques (longitude et latitude) et du découpage par pays ou groupes de pays.

### ❖ Choix de la période de retour

Pour un dimensionnement allant dans la vision de la sécurité DEGOUTTE recommande le choix de la durée de retour de la crue de projet suivant le Tableau 2 en fonction de la hauteur du barrage et de son volume.[6]

Tableau 2: Choix du temps de retour de la crue de projet

$H^2\sqrt{V}$	<5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	>700
Période de retour en année	100	500	1 000	5 000	10 000

Bien que la période de retour calculée à partir de la méthode de G. DEGOUTTE donne 1000 ans, la crue de projet a été déterminée sur la base d'une période de retour de 100 an.

#### ❖ Calcul de la crue de projet

La crue de projet a été déterminée suivant la méthode du GRADEX. D'après cette approche, toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale [7]. Le passage de la crue décennale à la crue centennale se fait par l'entremise du coefficient multiplicateur C à travers les expressions suivantes :

<p>Avec</p> $Q_{100} = C * Q_{10}$ $C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{\left(\frac{Tb_{10}}{24}\right)^{0,12}}{Kr_{10}}$	<p><math>Q_{100}</math> : Débit centennale (m<sup>3</sup>/s)  <math>Q_{10}</math> : Débit de crue décennale (m<sup>3</sup>/s)  C : Coefficient de passage de <math>Q_{10}</math> à <math>Q_{100}</math>  <math>P_{10}</math> : Précipitation journalière décennale (mm)  <math>P_{100}</math> : Précipitation journalière annuelle (mm)  <math>Tb_{10}</math> : Temps de base (heures)</p>
---	--

#### IV.2.4.3 Crue de rupture du barrage

Cette crue désigne la crue que le barrage peut supporter dans les conditions exceptionnelles sans subir des dommages sur son état de fonctionnement. La formule suivante (formule du CIGB) a été utilisée pour déterminer cette crue :

$Q_{Rupture} = 2 * L_{dév} * (R + 0,2)^{1,5} + 0,15 * L_{digue}$	<p><math>L_{dév}</math> : Longueur du déversoir (m)  <math>L_{digue}</math> : Longueur de la digue sans déversoir (m)  R : revanche totale (m)</p>
--	--

#### IV.2.4.4 L'hydrogramme de crue

C'est un graphique qui donne l'évolution de la crue en fonction du temps. Il est schématisé en trois tronçons linéaires proposés par GRESILLON, HERTER et LAHYAYE [7] et construit à l'aide des temps de base et de montée. Le changement de pente de la décrue s'effectue à un débit appelé débit de discontinuité dont la valeur est fixée par la relation ci-après :

$\frac{Q_d}{Q_{max}} = \frac{2}{\alpha_{10}} * \frac{Tb_{10} - \alpha_{10} * Tm_{10}}{Tm_{10} - 2 * Tb_{10}}$	Tb <sub>10</sub> : Temps de base décennale (min)
	Tm <sub>10</sub> : Temps de montée décennale (min)
	Q <sub>d</sub> : débit de discontinuité (m <sup>3</sup> /s)
	Q <sub>max</sub> : débit de projet (m <sup>3</sup> /s)
	α <sub>10</sub> : Coefficient de pointe de crue décennale

#### IV.2.4.5 Etudes des apports liquides du bassin versant

Il est important de s'assurer qu'en toute saison, les apports du bassin versant sont susceptibles de remplir la cuvette. On entend par apports liquides, la quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire du barrage pendant une période donnée. Ces apports seront évalués à l'aide des méthodes de COUTAGNE et de RODIER, et la valeur minimale sera retenue pour plus de sécurité.

##### ❖ Méthode de Rodier

C'est une méthode qui permet d'évaluer les écoulements annuels des bassins versants non jaugés appartenant au sahel africain ou à la zone tropicale sèche.

Elle consiste à identifier dans le catalogue des bassins-type, celui ou ceux ayant les caractéristiques les plus proches du bassin versant étudié pour estimer ainsi l'écoulement annuel de ce dernier. De ce fait, le bassin versant du barrage de Lantaga sujet de notre étude a été identifié au bassin versant de Felléol (Oudalan, Burkina Faso).[3]

##### ❖ Méthode de COUTAGNE

Encore appelée la méthode de déficit d'écoulement, elle est définie par l'emploi des formules suivantes :

$L_e = P - D$ $D = P - \lambda P$ $Si P \in \left[ \frac{1}{8\lambda} - \frac{1}{2\lambda} \right]$ $\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * T}$	<p>T : température moyenne annuelle (°C)  P : Pluviométrie moyenne annuelle (mm)  D : Déficit d'écoulement annuel (mm)  L<sub>e</sub> : Lame d'eau écoulée annuellement (mm)</p>
--	--

A partir du coefficient d'écoulement annuel, les coefficients d'écoulement en année quinquennale et décennale sèches ont été estimés à travers des corrélations suivantes utilisées par l'ONBAH.[8]

$ke_5 = 0,7 \times ke$ $ke_{10} = 0,5 \times ke$	<p>ke = coefficient d'écoulement en année moyenne  ke<sub>5</sub> = Coefficient d'écoulement en année quinquennale sèche  ke<sub>10</sub> = coefficient d'écoulement en année décennale sèche</p>
--	---

#### IV.2.5 Etude de la retenue

##### IV.2.5.1 Courbe hauteur-volume et hauteur-surface

Elles donnent une représentation de l'évolution de la surface et du volume de la retenue en fonction de sa hauteur. Elles ont été construites sur la base des superficies élémentaires de la retenue issues du traitement des données topographiques.

##### IV.2.5.2 Evaluation des apports solides

Les apports solides sont constitués des matériaux solides arrachés par l'eau de ruissellement durant son évolution dans le bassin versant et qui finissent pour une bonne partie au fond de la cuvette. Nous retiendrons trois méthodes de calcul à savoir celles de KARAMBIRI (1998), J.M GRESILLON et de L.C GOTTSCHALK.[9]

Tableau 3 : Détermination des dépôts solides

Auteurs	Formules
H KARAMBIRI	$D_1 = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2.2} * S^{-0.05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]^{1,15}$
J.M GRESILLON	$D_2 = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1}$
L.C GOTTSCHALK	$D_3 = 260 * S^{-0,1}$
Apports solides	$V = D * S$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• D : Dégradation spécifique annuelle (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an),</li> <li>• P : Pluie moyenne annuelle (mm),</li> <li>• S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)</li> <li>• V : Volume annuel des apports en sédiments (m<sup>3</sup>),</li> <li>• h : paramètre anthropique (0,25) pour un bassin versant comportant de petits villages ou situé à proximité de ceux-ci,</li> <li>• r : Paramètre morphologique (0,5) pour un relief moyennement accidenté, accusé.</li> </ul>	

#### IV.2.5.3 Estimation des pertes d'eau

##### ❖ Pertes par évaporation

Elles ont été évaluées à l'aide de la formule de POUYAUD (1985). Cette méthode permet de passer de l'évaporation du bac classe A à l'évaporation d'un lac ou d'une retenue.

$$E_{lac}(mm/j) = 1,664 * E_{bac}^{0,602}$$

Les données d'évaporation de la station de Ouahigouya ont été utilisées pour l'occasion.

##### ❖ Pertes par infiltration

Les pertes d'eau par infiltration au niveau du Burkina Faso suivant la littérature, sont comprises entre 1 et 3 mm/ jour [10] . Pour cette présente étude la valeur de 1,5 mm/jour a été considérée. Par ailleurs, l'infiltration au niveau des cuvettes connaît une diminution au fil du temps due aux dépôts de particules fines qui colmatent le fond des retenues.

#### IV.2.5.4 Estimation des besoins en eau

##### ❖ Besoins humains

Les besoins domestiques qui ont été considérés sont les prélèvements effectués pour la confection des briques et la lessive. Les besoins de consommation d'eau de boisson n'ont pas été pris en compte. Ils sont fournis à partir des forages et puits présents dans la localité. En effet l'enquête socio-économique réalisé a recensé 4 forages et des puits utilisés par les populations.[2]

Les besoins domestiques ont été estimés à 20l d'eau par jour et par habitant.

##### ❖ Besoins agricoles

Les besoins agricoles ont été estimés sur la base des formules suivantes pour plusieurs variétés de cultures. [11] et [12]

$ETM = ETP * Kc$	ETM : Evapotranspiration Maximale (mm)
$BN = ETM - Pe$	ETP : Evapotranspiration Potentielle (mm)
$BB = \frac{BN}{e}$	Kc : Coefficient cultural
$Pe = 0,6 * P$	e : Efficience du réseau
	BN : Besoins net (mm)
	BB : Besoins brutes (mm)
	P : Pluie journalière de période de retour 5 ans (mm)
	Pe : Pluie efficace (mm)

##### ❖ Besoins pastoraux

A l'aide de l'effectif du cheptel obtenu à l'issue de l'enquête socio-économique réalisée par le bureau d'études AC3E, la population moyenne par classe d'animaux a été déterminée pour les villages de notre zone d'étude. Avec les taux d'accroissement  $\beta$  du cheptel (les statistiques du secteur de l'élevage au Burkina Faso, 2008) et la consommation spécifique de chaque espèce, il a été calculé les besoins selon la formule suivante :

$$B_{past} = Population_{\text{espèce}} * (1 + \beta)^n * Consommation_{\text{spécifique}}_{\text{espèce}}$$

#### IV.2.5.5 Calage du plan d'eau normale et courbe d'exploitation

Définir le Plan Normal des Eaux permet de définir la capacité de stockage de la retenue. Ce calage a été fait en tenant compte des besoins en eau, des pertes aussi bien liquides que

solides et des apports liquides afin que l'exploitation de la ressource en eau soit optimisée. En définitive le plan d'eau a été calé de sorte à ce que le volume d'eau à stocker soit maximal afin de répondre au maximum aux attentes de la population.

La courbe d'exploitation est établie à partir de la courbe hauteur-volume de la retenue d'eau. Afin de tracer cette courbe, les besoins en eau et les pertes (par infiltration et évaporation) ont été déterminés et comptabilisés pour chaque mois. Les pertes ont été estimées en mm et déduites verticalement tandis que les besoins exprimés en m<sup>3</sup> ont été déduits horizontalement.

#### IV.2.6 Dimensionnement de la digue

##### IV.2.6.1 Caractéristiques de la digue

###### o Hauteur de la diguec Ha

La hauteur de la digue est obtenue en cumulant la hauteur de la retenue (Hr) avec la charge au-dessus du déversoir h et la revanche libre R.

$H_d = H_r + R + h$	<p>H<sub>d</sub> : Hauteur de la digue (m)                  H<sub>r</sub> : Hauteur de la retenue (m)                  R : Revanche libre (m)                  h : Hauteur des vague (m)</p>
---------------------	--

###### o Revanche libre

La revanche libre est la différence de côte entre les plus hautes eaux (PHE) et la crête du barrage. C'est une marge de sécurité qui assure la protection de la digue. Elle est fonction de la hauteur des vagues et la vitesse du vent et s'exprime ainsi :

$R = A * \left( h_v + \frac{V_v^2}{2g} \right)$ $V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v$	<p>R : Revanche libre (m)                  A : Coefficient de sécurité égale à 0,75                  h<sub>v</sub> : Hauteur des vagues (m)                  V<sub>v</sub> : Vitesse des vagues (m/s)</p>
---	---

- Formule de Stevenson

$h_v = \begin{cases} 0,75 + 0,34\sqrt{f} - 0,36^4\sqrt{f}, & \text{si } f < 18 \text{ km} \\ 0,34\sqrt{f}, & \text{si } f > 18 \text{ km} \end{cases}$	<p>h<sub>v</sub> : hauteur des vagues (m)                  f : Fetch (km)</p>
--	---

- Formule de Mallet et Pacquant

$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{f}$	hv : hauteur des vagues (m) f : Fetch (km)
---	---

- o **Largeur en crête de la digue**

La largeur de la crête est dimensionnée en tenant compte de la circulation des engins et pour l'entretien de l'ouvrage. Elle est calculée par la formule de KNAPPEN et de PREECE rappelées ci-après :

KNAPPEN $L_c = 1,65\sqrt{H_d}$	L <sub>c</sub> : Largeur en crête (m)
PREECE $L_c = 1,1\sqrt{H_d} + 1$	H <sub>d</sub> : Hauteur de la digue

- o **Largeur en base de la digue**

La largeur en base de la digue de forme trapézoïdale est donnée par la formule suivante :

$L_b = L_c + \frac{H_d}{\tan\alpha_1} + \frac{H_d}{\tan\alpha_2}$	L <sub>b</sub> : Longueur en base de la digue (m) L <sub>c</sub> : Longueur en crête de la digue (m) H <sub>d</sub> : Hauteur de la digue (m) α <sub>1</sub> et α <sub>2</sub> : les angles d'inclinaison des talus
---	--

- o **Pentes des talus de la digue**

Les pentes des talus sont fixées en tenant compte des caractéristiques géotechniques et de la nature des matériaux de construction de la digue. Les calculs de stabilité ont servi de vérification afin d'optimiser la construction de l'ouvrage. Les pentes ont été choisi dans les valeurs du Tableau 4. [13]

Tableau 4: Valeurs indicatives des talus amont et aval

Hauteur du barrage	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5m	Homogène	1/2,5	1/2
	A zones	1/2	1/2
Entre 5 et 10 m	Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	A Zones	1/2	1/2,5
Entre 10 et 20 m	Homogène, granulométrie étendue	1/2,5	1/2,5

	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	A Zones	1/2	1/3

#### IV.2.6.2 Protection des talus

La protection des talus sera assurée par des enrochements. L'épaisseur des enrochements est calculée suivant la formule ci-après :

$e = 1,5 * D_{50}$	e : Epaisseur de la couche de protection (m) D <sub>50</sub> : diamètre de l'enrochement (m) ; il est fonction de la hauteur des vagues
--------------------	--

#### IV.2.6.3 Infiltration dans la digue

Notre choix s'est porté sur la mise en place d'un drain filtrant horizontal qui s'étend sur un quart (1/4) de la largeur de base pour assurer le drainage des eaux. Cette décision est justifiée par son efficacité et sa facilité de mise en œuvre étant donné la technique d'exécution du remblai qui consiste à compacter la terre par couches horizontales. L'épaisseur du drain est fonction du débit évacué dont l'équation de KOZENY permet d'estimer la valeur. Elle s'obtient comme énoncé dans le Tableau 5.

Tableau 5 : Calcul de l'infiltration de la digue

Désignation	Formules
Longueur du drain	$L_d = L_b/4$
Epaisseur du draine $e_{drain}$ (m)	$e_{drain} = 2 * \sqrt{(q * l_d)/k_d}$
Débit de fuite q (m <sup>3</sup> /s/ml)	$q = k_r * y_0$
Paramètre $y_0$ (m)	$y_0 = \sqrt{(H_r^2 + d^2)} - d$
Paramètre b (m)	$b = H_r / \tan \alpha_1$
Paramètre d (m)	$d = (L_b - L_d) - 0,7b$
H <sub>r</sub> : Hauteur de la retenue (m)	
$\alpha_1$ : Angle du talus amont (°)	

Le coefficient de perméabilité du remblai  $K_r$  est de  $8,7.10^{-7}$  m/s et celui du drain est de  $1.10^{-6}$  m/s.

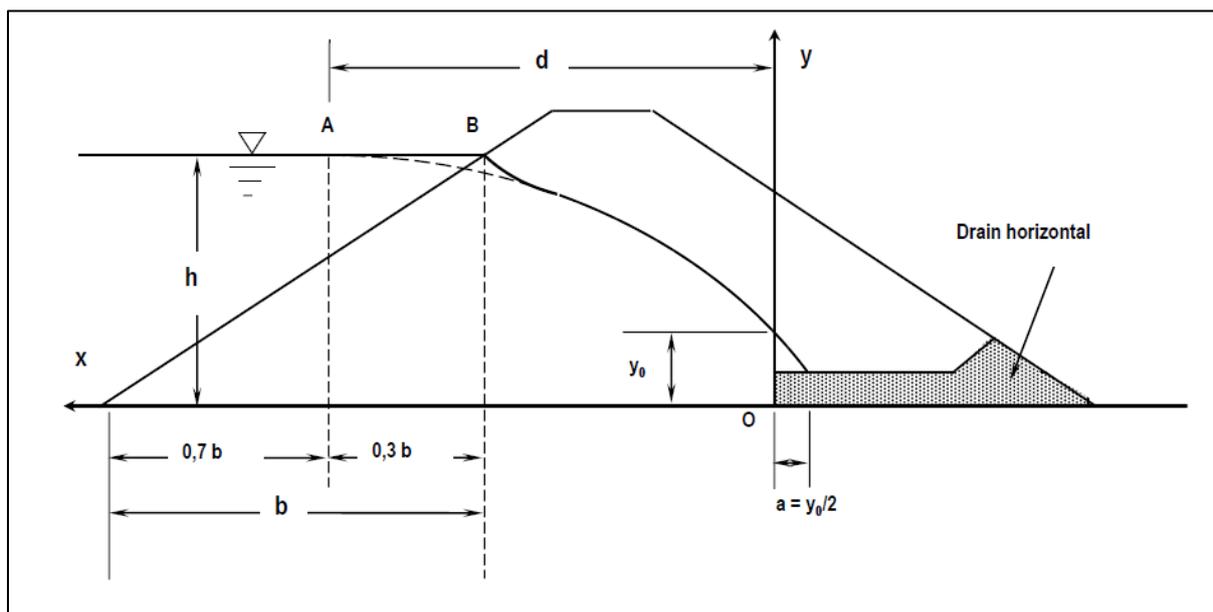


Figure 4 : Paramètres d'étude du drain

#### IV.2.6.4 Tranchée d'étanchéité

L'objectif de la tranchée d'étanchéité est de prévenir la formation de renards en allongeant les lignes de fuite et ainsi augmenter l'étanchéité de l'ouvrage. Les études géotechniques ont permis de déceler la présence des différentes couches et ont conduit à proposer des profondeurs d'ancrage de la tranchée. Les profondeurs indicatives ont été choisies afin de recouper toutes les couches perméables de surface, jusqu'à l'ancrage dans le premier horizon fiable imperméable et continu.[14]

#### IV.2.7 Dimensionnement des ouvrages annexes

##### IV.2.7.1 Le déversoir

###### ❖ Laminage de crue

L'objectif de laminage de crue est de réduire la longueur du déversoir sans compromettre sa sécurité. Selon Jean Marie Durand et al, la méthode du coefficient X0 ou méthode EIERCIEH est la mieux adaptée pour les petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale [15]. C'est donc cette méthode qui sera utilisée.

Le laminage se fait suivant la procédure décrite ci-après :

○ Calculer $L_1$ sans tenir compte du laminage par la relation $Q_{c_{max}} = m * l_1 * \sqrt{2g} * h^{2/3}$
○ Calculer $X_{01}$ avec la formule $X_{01} = \frac{m^2 g l_1^2 Q_{c_{max}} t m^3}{S^2}$
○ Lire ensuite $\beta_1$ sur l'abaque et calculer $Q_{e_{max}} = \beta_1 * Q_{c_{max}}$
○ Calculer $L_2$ avec $L_2 = \frac{\beta_1 * Q_{c_{max}}}{m * \sqrt{2g} * h^{2/3}}$
○ Recommencer le calcul avec $L_2$ de $X_{02} = \frac{m^2 g l_2^2 Q_{c_{max}} t m^3}{S^2}$
○ Lire ensuite $\beta_2$ sur l'abaque et calculer $Q_{e_{max}} = \beta_2 * Q_{c_{max}}$
○ Calculer $L_3$ avec $L_3 = \frac{\beta_2 * Q_{c_{max}}}{m * \sqrt{2g} * h^{2/3}}$
<i>Et ainsi de suite par itérations successives jusqu'à obtenir une valeur convergente de L.</i>

### ❖ Stabilité du déversoir

Avant la validation des dimensions géométriques du déversoir, il doit passer par la vérification de son équilibre. Cela concerne les conditions de stabilités internes et externes qui sont vérifiées à travers les expressions suivantes :

#### ○ Stabilité externe

<p>Stabilité au non glissement</p> $F_G = \frac{(W - U) \tan \alpha}{P_e + P_t} \geq 1,2$ <p>Stabilité au non renversement</p> $F_R = \frac{\sum M(M - U)}{\sum M(P_e + P_t)}$	<p><math>F_G</math> : Facteur de sécurité au non glissement</p> <p><math>F_R</math> : Facteur de sécurité au non renversement</p> <p><math>W</math> : Poids propre du déversoir (kN/ml)</p> <p><math>U</math> : Sous pression (pression hydraulique interne) (kN/ml)</p> <p><math>P_e</math> : Poussée hydrostatique externe (kN/ml)</p> <p><math>P_t</math> : Poussée des terres (sédiments déposés) (kN/ml)</p>
--	---

#### ○ Stabilité interne

<p>Condition de non fissuration</p> $ e  \leq \frac{e_2}{6}$ <p>Condition de non rupture</p> $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim \text{ béton}}$	<p><math>e</math> : Excentricité par rapport à B (m)</p> <p><math>b_2</math> : Largeur en crête du déversoir (m)</p> <p><math>\sigma_{max}</math> : Contrainte d'application au sol (Mpa)</p> <p><math>\sigma_{lim \text{ béton}}</math> : Contrainte admissible du béton (Mpa)</p>
---	---

○ **Stabilité au poinçonnement**

<p>Vérification de la condition</p> $1,5 * q_{ref} \leq q_{adm}$ <p>Avec</p> $q_{ref} = \frac{W}{b_2} \left(1 + \frac{6e}{b_2}\right)$ $q_{adm} = C_u N_c + q + D_Y N_q$	<p><math>q_{ref}</math> : Contrainte de référence (kN/m<sup>2</sup>)</p> <p><math>q_{adm}</math> : contrainte maximale admissible du sol support (kN/m<sup>2</sup>)</p> <p>W : Poids propre du déversoir (kN/ml)</p> <p><math>N_y, N_c, N_q</math> : Les facteurs de portance</p> <p><math>\gamma</math> : Poids volumique du sol de fondation (kN/m<sup>3</sup>)</p> <p><math>C_u</math> : cohésion du matériau de construction (kPa)</p> <p>D : Profondeur d'ancrage du déversoir (m)</p>
--	---

**IV.2.7.2 Bassin de dissipation**

Le bassin de dissipation a pour rôle de dissiper l'énergie (potentielle et cinétique) de l'eau de déversement et d'éviter les affouillements dangereux à l'aval du déversoir. Dimensionner le bassin de dissipation c'est donc lui donner une longueur supérieure à la longueur du ressaut et une profondeur permettant l'évacuation de la crue du projet sans dommage.

Le tirant d'eau normal dans le chenal d'écoulement a été évalué suivant la méthode de la débitance sur la base de la formule de Manning-Strickler.

$Q/\sqrt{I} = K_s \frac{(y(b + my_n))^{5/3}}{(b + 2my_n)^{2/3}}$	<p>Q : débit laminé (m<sup>3</sup>/s)</p> <p><math>K_s</math> : coefficient de rugosité du béton (75)</p> <p>m : Fruit de berge des talus du bassin</p> <p><math>y_n</math> : Tirant d'eau normal (m)</p> <p>I : pente du chenal (%)</p> <p>b : Largeur du bassin</p>
--	---

Le choix du type de bassin a été effectué en fonction du nombre de Froude (F) et de la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin  $V_1$ . Nous avons procédé par la résolution d'un système d'équations issues de la relation de BERNOULLI pour déterminer le tirant d'eau  $y_1$  et la vitesse  $V_1$  à l'entrée du ressaut.

$V_1 = \sqrt{2g \left[ 0,9(H + h + \frac{V_0^2}{2g}) \right]}$	<p><math>V_1</math> : Vitesse à l'entrée du ressaut (m/s)</p> <p>Q : débit de crue laminé (m<sup>3</sup>/s)</p>
--	---

$Y_1 = \frac{Q}{l * V_1} =$ $F = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$	<p>l : longueur du seuil déversant (m)</p> <p>H : La hauteur libre du déversoir (m)</p> <p>h : La lame d'eau sur le seuil (m)</p> <p>V<sub>0</sub> : La vitesse de l'eau sur le seuil (m/s)</p> <p>Y<sub>1</sub> : Le tirant d'eau à l'entrée du ressaut (m)</p> <p>F : Le nombre de Froude</p> <p>g : L'accélération de la pesanteur</p>
---	---

#### IV.2.7.3 Chenal d'évacuation

Son rôle est de canaliser les eaux à la sortie du bassin de dissipation vers le lit mineur. La largeur du chenal est égale à la longueur du déversoir tandis que sa longueur est déterminée de manière à favoriser un parcours d'écoulement assez long des eaux. Le chenal a été dimensionné en suivant les règles des écoulements hydrauliques à surface libre.

#### IV.2.7.4 Murs bajoyers

Ce sont deux murs placés de part et d'autre du déversoir et qui assurent la jonction entre la digue et ce déversoir.

Pour leur prédimensionnement, ils ont été assimilés à des murs de soutènement en béton armé et leur structure a été étudiée sur une tranche linéaire d'un mètre de longueur. Une vérification de la stabilité faite avec le logiciel CYPE a permis d'obtenir les dimensions finales du mur.

#### IV.2.7.5 Ouvrage de prise et de vidange

L'ouvrage de prise permettra de capter l'eau du barrage et de l'acheminer en aval pour les besoins de l'agriculture. Il servira également à la vidange du barrage. Son diamètre a été déterminé en fonction du débit de pointe demandé par le périmètre et en tenant compte de la durée de vidange du barrage de sorte à avoir une durée acceptable.

#### ❖ Longueur de la conduite

Elle correspond à la longueur de la digue à hauteur de l'ouvrage majorée d'une certaine valeur pour tenir compte des bacs amont et aval.

$L = b_1 + (m_1 + m_2) * (Z_{crête} - Z_{Pr}) + E$	<p>b : Largeur en crête de la digue (m)</p> <p>m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub> : Pentes des talus amont et aval</p>
--	--

	$Z_{\text{crête}}$ : Côte crête de la digue (m)
	$Z_{\text{Pr}}$ : Côte ouvrage de prise (m)

#### ❖ Diamètre de la conduite

Le diamètre est donné par la relation :

$Q = V\pi D^2/4$ $\Delta h = 10,29 \frac{Q^2 \times L}{K_S^2 \times D^{16/3}} \times 1,05$ <p>Avec <math>h \geq \Delta H</math></p>	<p><math>Q</math> : Débit de pointe délivré par la conduite (<math>\text{m}^3/\text{s}</math>)</p> <p><math>V</math> : Vitesse de l'eau dans la conduite pris égal à 1m/s</p> <p><math>D</math> : diamètre de la conduite (m)</p> <p><math>h</math> : Charge d'eau au-dessus de la conduite en fin de cycle (31 Mai) en m</p> <p><math>\Delta h</math> : Pertes de charges (m)</p>
---	--

### IV.2.8 Impact Environnemental et Social

La réalisation des ouvrages hydrauliques tels des barrages ou des périmètres irrigués, est susceptible de causer des effets importants sur l'environnement. Le Burkina Faso dispose de textes juridiques qui encadrent les différents secteurs d'activités[16]. La gestion des impacts environnementaux et sociaux est régie par le décret 2015-1187 du 22 octobre 2015.

En son article 4, le décret classe les ouvrages, aménagements et activités susceptibles d'avoir des impacts significatifs directs ou indirects sur l'environnement en trois (03) catégories. Le décret stipule que les petits barrages et retenues d'eau dont la hauteur de la digue est inférieure à 10 m, sont classés dans la « catégorie B », donc soumis à une notice d'impact environnemental et social (NIES). Le barrage de Lantaga sera donc soumis à une NIES.

Il sera question pour nous de déterminer de façon précoce, les enjeux environnementaux dans la réalisation et le cycle de vie du projet, et de proposer des mesures d'atténuation et de bonification ou le cas échéant de compensation des impacts.

### IV.2.9 Evaluation des coûts du projet

L'estimation du coût du projet a été faite à partir de l'avant métré de chaque ouvrage et sur la base de la mercuriale des prix unitaires proposés par l'Autorité de Régulation de la Commande Publique (ARCOP). L'évaluation des couts des travaux a été faite dans l'ordre chronologique de réalisation des travaux.

## V. RESULTATS ET DISCUSSIONS

### V.1 Synthèse des études géotechniques

Pour valider le choix d'un site, un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique doivent être vérifiés préalablement à l'établissement du projet proprement dit. Le contenu des études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité tant au niveau de la cuvette que des fondations, sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction : terre pour les remblais, eau pour le compactage, enrochements pour les perrés, les gabions et les maçonneries, sable et graviers pour les bétons.

L'étude géotechnique a été réalisée par le bureau d'étude BECOHA [17]. Cette étude s'est effectuée en deux phases : une phase terrain au cours de laquelle des puits à ciel ouvert ont été creusés dans l'axe de la digue pour l'identification du matériau de fondation et qui porté aussi sur la recherche des zones d'emprunt. La seconde phase laboratoire a consisté à l'analyse des différents échantillons prélevés.

#### V.1.1 Fondation de la digue

Les investigations géotechniques ont conduit à la proposition des points d'ancrage présentés dans le Tableau 6.

Tableau 6: Profondeurs d'ancrage minimales recommandées

N° du profil	Côte du terrain naturel (m)	Profondeur d'ancrage (m)
2	310,30	0,2
5	306,00	2,8
9	305,94	5,6
14	308,17	3,85
19	310,71	1,3
21	312,07	0,5

#### V.1.2 Zone d'emprunt d'argile

Une zone d'emprunt d'argile a été identifiée en amont rive droite à environ 350m. L'identification de ce matériau par la classification USCS montre que nous avons de l'argile

moyennement à peu plastique. Avant l'exploitation de cet emprunt, un décapage de 20 cm est recommandé. En prévoyant une superficie exploitable (200m x 100 m) de 20 000m<sup>2</sup> et une couche exploitable moyenne de 1,30m, on peut disposer de 26 000m<sup>3</sup> de matériaux de remblai argileux dispersif par endroits. Le matériau de cet emprunt sera utilisé pour le remblaiement de la tranchée d'ancrage et de la digue. Pour combler les besoins restants, une carrière sera identifiée à une distance un peu plus éloignée du site.

### V.1.3 Matériaux de construction

Il s'agit principalement de trouver les zones d'apport des différents matériaux. Ainsi :

- Gravier quartziq : on en trouve dans le village de Pilimpikou à 12km du site et dans le village de Kona à 8km du site (il faut creuser, tamiser et laver).
- Sable : le sable est rare dans la région. D'autres projets ont fait venir le sable de Manga pour le chantier.
- Moellons : on en trouve aux voisinages du site.

## V.2 Etude de la pluviométrie

### V.2.1 Caractéristique des échantillons

Les données pluviométriques utilisées sont de la station météorologique de Nanoro. Elles couvrent la période de 1970 à 2018. Ces caractéristiques sont données dans le Tableau 7.

Tableau 7: Caractéristiques des données de l'étude

Paramètres	Résultats	
Echantillons	Pluies annuelles	Pluies maximales journalières
Station pluviométrique	NANORO	
Période de la série	1970-2018	
Taille de l'échantillon	49	
Valeur maximale (mm)	1036	102
Valeur minimale (mm)	413	25
Valeur moyenne (mm)	664	57
Ecart type (mm)	125	15
Coefficient de variation CV (%)	19	27

L'observation des paramètres pluviométriques révèle une dispersion plus importante des valeurs de la pluie maximale autour de la moyenne (CV=27%) que les valeurs de la pluie journalière (CV=19%). Toutefois ces coefficients de variation sont inférieurs à 1, alors les données sont considérées représentatives et peuvent être utilisées.

La valeur moyenne de la pluviométrie annuelle étant de 664 mm, la zone du projet est située entre les isohyètes 600 et 750 mm. Cette zone climatique correspond au climat sahélien.[3]

### V.2.2 Analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle à travers la loi de Gauss et de Gumbel, respectivement des pluies journalières et maximales, donne les résultats reportés dans le Tableau 8.

Tableau 8: Résultats de l'analyse fréquentielle

Période	Période de retour (années)	Pluie annuelle (mm)	Pluie journalière maximale (mm)
Humide	100	954,07	104,34
	10	823,27	76,67
	5	763,47	67,83
Sèche	5	564,15	44,57
	10	504,35	40,35
	100	373,54	32,19

Les Figure 5 et Figure 6 représentent les graphes d'ajustement des deux lois.

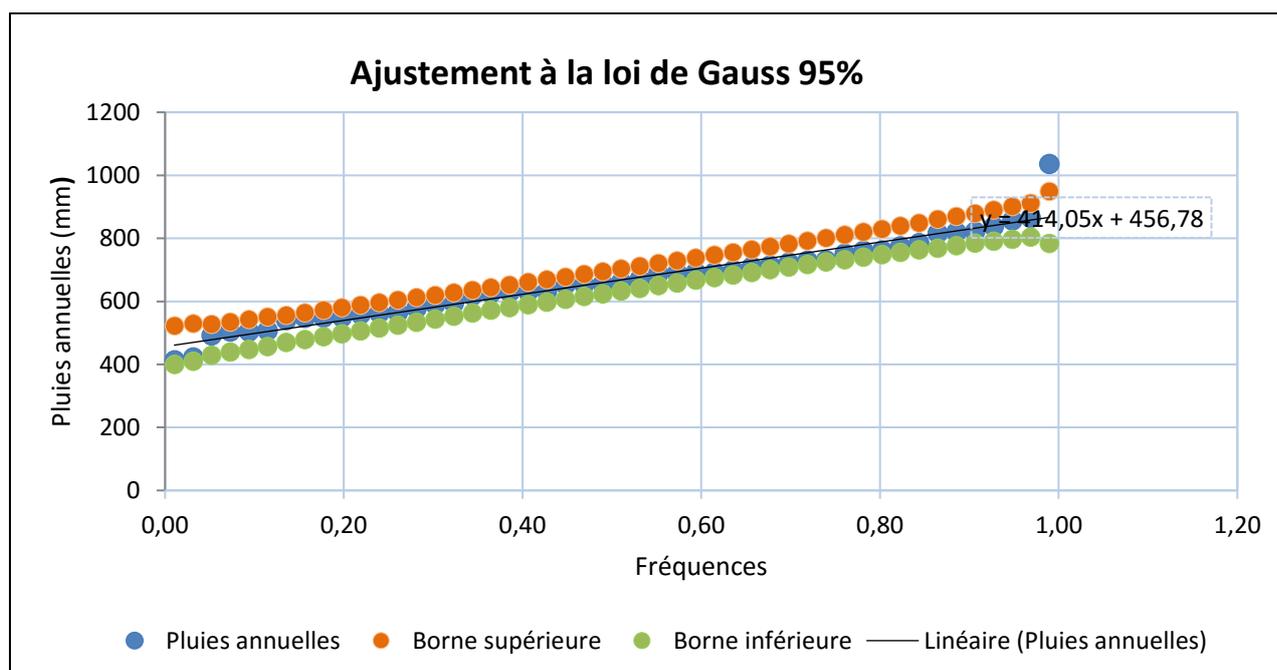


Figure 5: Ajustement à la loi de Gauss

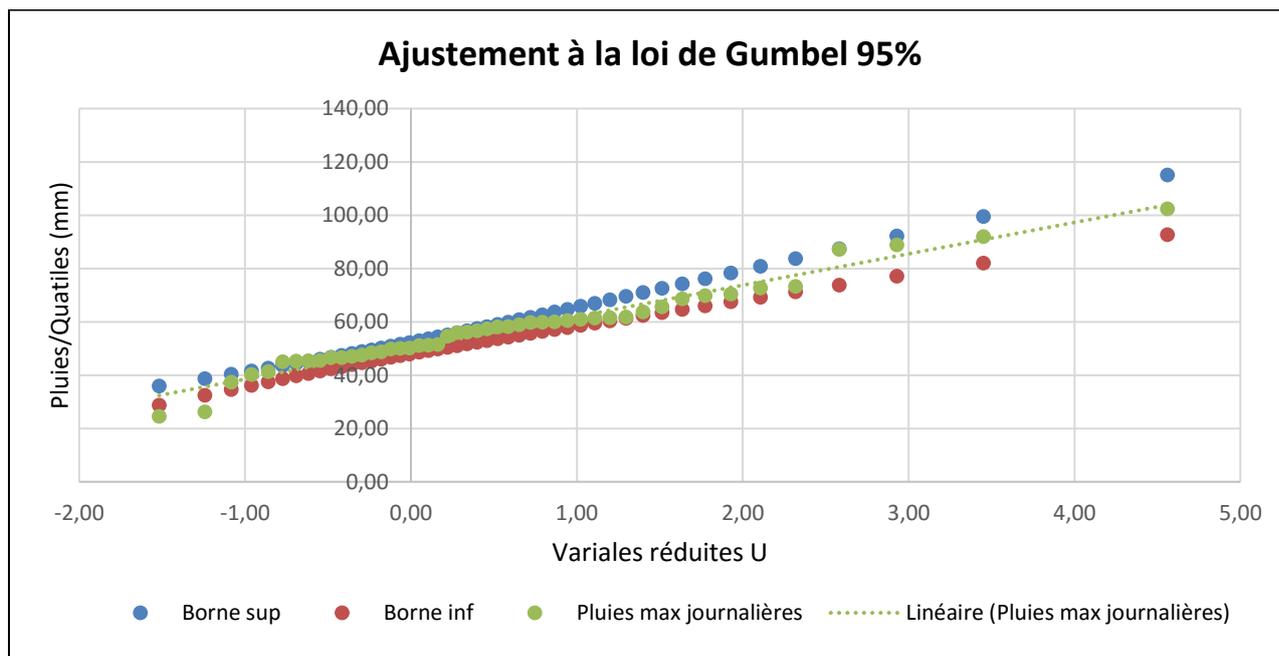


Figure 6: Ajustement à la loi de Gumbel

La distribution des séries dans l'intervalle de confiance de 95% illustre que presque tous les points des séries sont situés dans l'intervalle de confiance. Les lois utilisées sont alors acceptées.

Les détails des calculs sur l'analyse fréquentielle sont présentés en Annexe 1.

### V.3 Etude hydrologique

#### V.3.1 Caractérisation du bassin versant

Le contexte géologique montre que le bassin versant est sur une assise relativement imperméable et par conséquent, il est considéré comme bassin relativement imperméable (RI). Le bassin s'étale sur une superficie de 70,4 km<sup>2</sup> avec un périmètre de 49 km, le situant alors parmi les bassins versants moyens. Les principales caractéristiques du bassin sont présentées dans le Tableau 9.

Tableau 9: Résumé des caractéristiques du bassin versant

Désignation	Symboles	Unités	Valeurs
Superficie	S	km <sup>2</sup>	70,39
Périmètre	P	km	49
Régime climatique		Sahélien	
Forme du bassin		Allongé	

Indice de compacité	$K_G$	-	1,65
Longueur du rectangle équivalent	$Leq$	km	21,18
Largeur du rectangle équivalent	$leq$	km	3,32
Longueur du plus long cours d'eau	$L_{max}$	km	15,93
Longueur totale des cours d'eau	$L_c$	km	87,97
Altitude maximale	$Z_{max}$	m	538
Altitude minimale	$Z_{min}$	m	307
Altitude à 5% de la surface	$Z(5\%)$	m	424,13
Altitude à 95% de la surface	$Z(95\%)$	m	319,45
Altitude médiane	$Z_{méd}$	m	344,03
Pente longitudinale	$I$	m/km	3,10
Pente transversale	$I_t$	m/km	13,88
Indice global de pente	$I_g$	m/km	4,94
Indice global de pente corrigé	$I_g \text{ corr}$	m/km	7,92
Dénivelé spécifique	$D_s$	m/km	66,47
Type de relief	Relief modéré		
Densité de drainage	$D_d$	km/km <sup>2</sup>	1,25
Classe d'infiltrabilité	RI		

### V.3.2 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique permet d'avoir une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. La courbe sur la *Figure 7* laisse entrevoir un relief dont la pente est globalement faible avec inclinaison relativement forte entre les altitudes 538m et 380m.

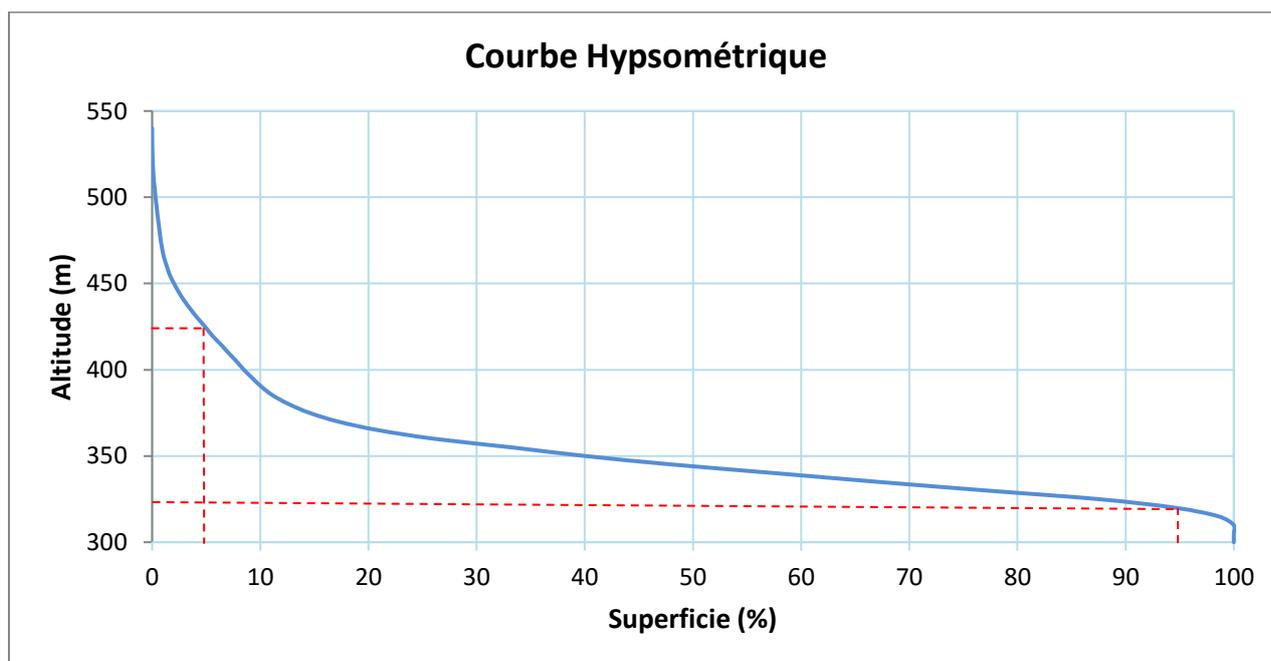


Figure 7: Courbe hypsométrique

### V.3.3 Estimation de la crue de projet

#### V.3.3.1 Crue décennale

La détermination de la crue décennale s'est faite suivant deux méthodes différentes : les méthodes ORSTOM et CIEH. Les résultats sont résumés dans le Tableau 10.

Tableau 10: Résultats du calcul de la crue décennale

Désignation	Symbole	Unité	Valeurs
Superficie	S	km <sup>2</sup>	70,388
Pluviométrie annuelle	Pan	mm	663,81
Pluie journalière décennale	P10	mm	76,7
Coefficient d'abattement	A	-	0,75
Coefficient de ruissèlement décennal	Kr10	%	17,99
Coefficient de pointe	$\alpha_{10}$	-	2,6
Coefficient de majoration du débit	m	-	1,05
Temps de base décennal	Tb10	min	591
Temps de montée décennal	Tm10	min	154,2
Crue décennale (méthode ORSTOM)	Q10	m <sup>3</sup> /s	56,4
Crue décennale (méthode CIEH)			56,07
Crue décennale retenue (ORSTOM)			56,4
Crue de rupture	Q <sub>rup</sub>	m <sup>3</sup> /s	718,06

#### V.3.3.2 Crue centennale

Bien que la période de retour calculée à partir de la méthode de G. DEGOUTTE donne 1000 ans, la crue de projet a été déterminée sur la base d'une période de retour de 100 ans. Ce choix suit d'une part la tendance appliquée et recommandée en la matière pour les ouvrages de cette taille notamment par les services en charge des aménagements hydrauliques. D'autre part les difficultés de mobilisation des ressources financières contribuent au choix opéré. Le résultat est donné dans le Tableau 11.

Tableau 11: Crue centennale

Désignation	Symbole	Unité	Valeurs
Crue décennal	Q10	m <sup>3</sup> /s	56,4
Coefficient de GRADEX	C	-	2,78
Crue centennal	Q100	m <sup>3</sup> /s	156,64

La crue obtenue de la méthode ORSTOM (la plus élevée des deux méthodes) est celle qui a été retenue pour le calcul de la crue de projet pour plus de sécurité. La crue de projet étant un élément essentiel dans l'étude des ouvrages.

### V.3.4 Hydrogramme de crue

L'évolution de cette crue exceptionnelle dont le débit maximum est égal à 156,64 m<sup>3</sup>/s et provoqué par une pluie uniforme dont la durée est de 154,2 mm, se présente sous la forme l'hydrogramme de crue sur la Figure 8.

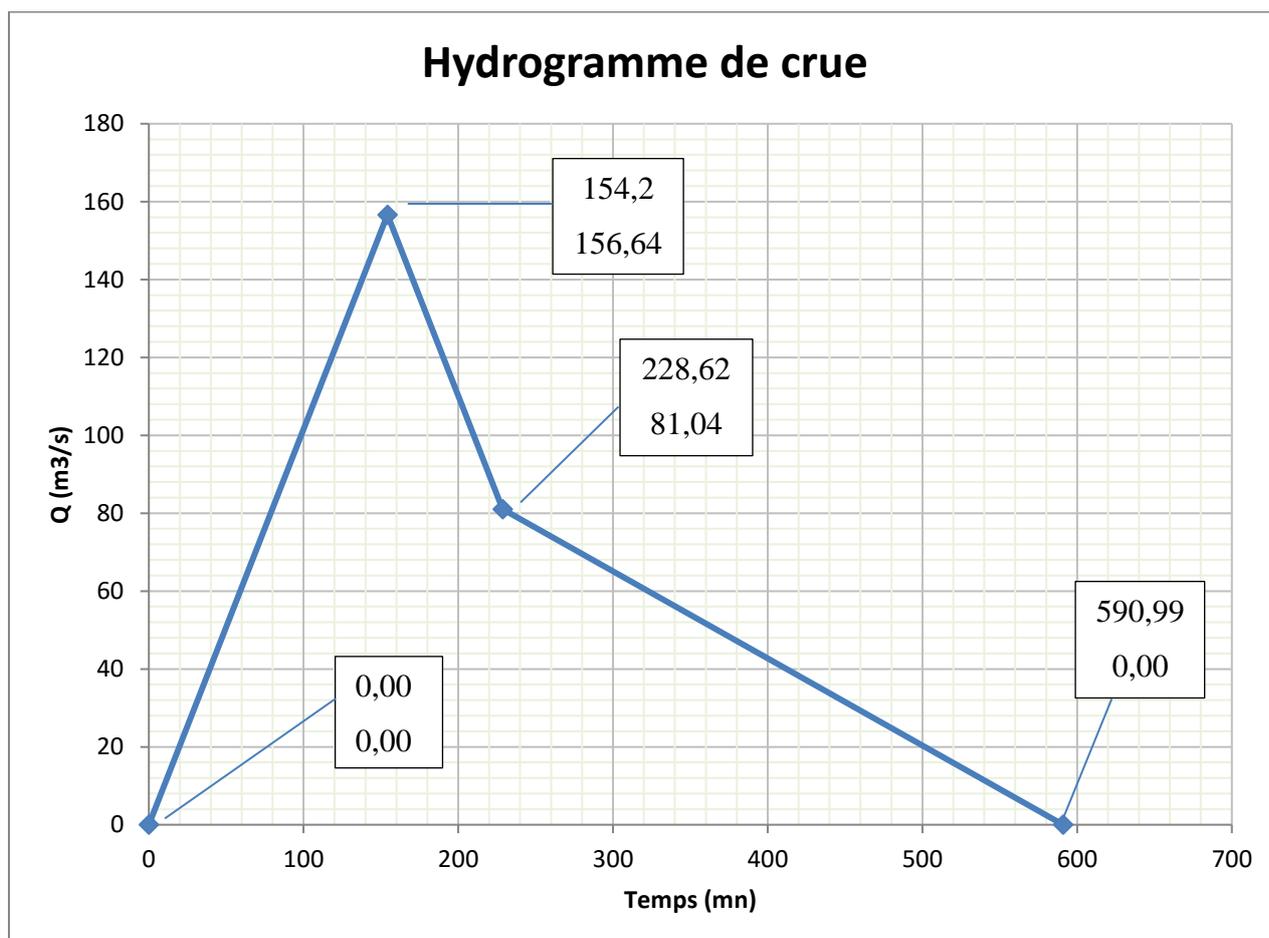


Figure 8: Hydrogramme de crue

### V.3.5 Etudes des apports liquides du bassin versant

Connaitre les apports liquides est important dans l'étude du barrage. Cette donnée servira de base pour optimiser le dimensionnement de la retenue. Ainsi donc, il a été utilisé deux méthodes de détermination, à savoir la méthode de J.A. RODIER et celle de A. COUTAGNE ou du déficit d'écoulement.

#### ❖ Méthode de RODIER

Cette méthode se base sur la notion de bassin versant type. Le bassin versant de Lantaga est assimilé au bassin versant type de Felléol (Oudalan-Burkina Faso, 1964). Les résultats obtenus sont consignés dans le Tableau 12.

Tableau 12: Synthèse des apports liquides selon la méthode RODIER

Période de retour	Pluviométrie (mm)	Lame écoulée (mm)	Ke (%)	Apports liquides
Année moyenne	643,73	35	5,44	2 463 580
Année quinquennale sèche	530,00	24	4,53	1 689 312,0
Année décennale sèche	485,00	20	4,12	1 407 760,0

La méthode du RODIER estime le volume des apports en décennale sèche à environ 1 407 760,0 m<sup>3</sup>. Les détails concernant le bassin type sont donnés dans Annexe 2.

#### ❖ Méthode de COUTAGNE

La méthode du déficit d'écoulement considère des paramètres météorologiques telles la température et la pluviométrie de la zone d'étude. Les données de la station de Nanoro ont été utilisées et les résultats acquis sont présentés dans le Tableau 13.

Tableau 13: Synthèse des apports liquides selon la méthode de COUTAGNE

Période de retour	Pluviométrie (mm)	Déficit d'écoulement (m)	Ke (%)	Apports liquides
Année moyenne	664	0,57	13,89	6 385 553
Année quinquennale sèche	559	0,49	9,6	3 763 053
Année décennale sèche	504	0,45	6,8	2 423 433

La méthode du déficit d'écoulement, quant à elle estime le volume des apports en décennale sèche à environ 1 869 633 m<sup>3</sup>.

On constate que les volumes résultants de l'application de la méthode de COUTAGNE sont plus élevés que ceux de RODIER. Cependant ce sont les résultats de cette dernière méthode (RODIER) qui seront considérés dans le reste des études en ce sens qu'elle est la plus contraignante quant au remplissage du barrage.

En rappel le choix de l'apport liquide en année décennale sèche pour calibrer la retenue est motivé par la volonté de se mettre en situation défavorable, afin d'assurer une disponibilité de la ressource en eau et un remplissage régulier de la retenue.

## V.4 Etude de la retenue

### V.4.1 Courbe hauteur-volume et hauteur-surface

Les courbes hauteur-volume et hauteur-surface, donnent une vue globale de la cuvette du barrage et servent de base pour les différentes simulations de l'utilisation du barrage. Elles sont illustrées par les Figure 9 et Figure 10.

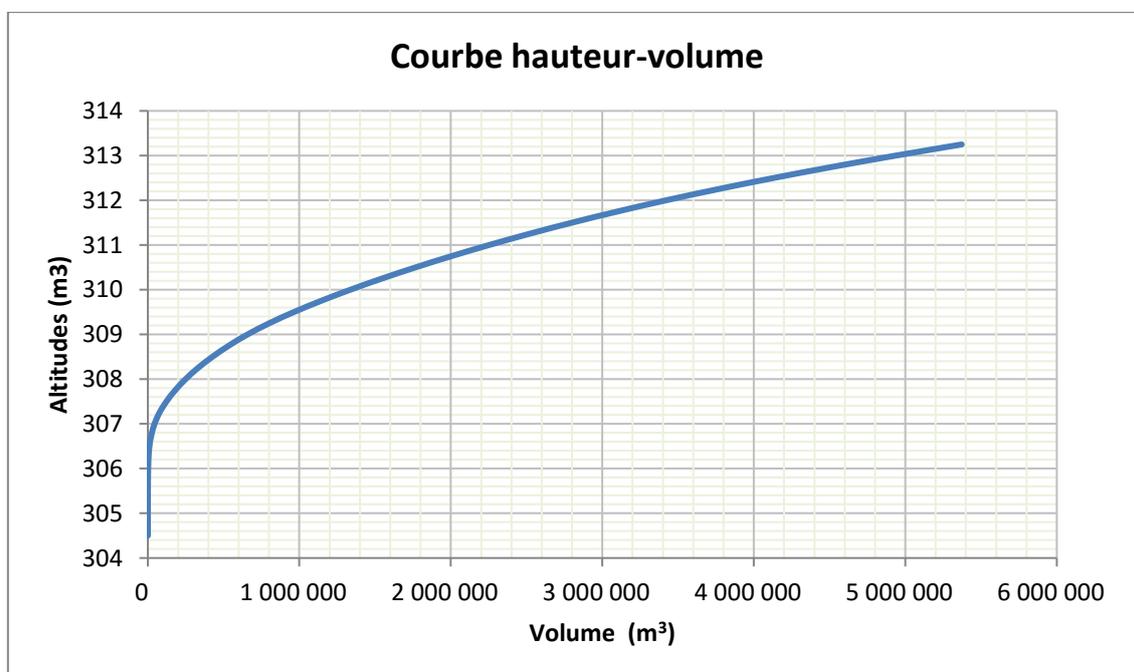


Figure 9: Courbe hauteur-volume

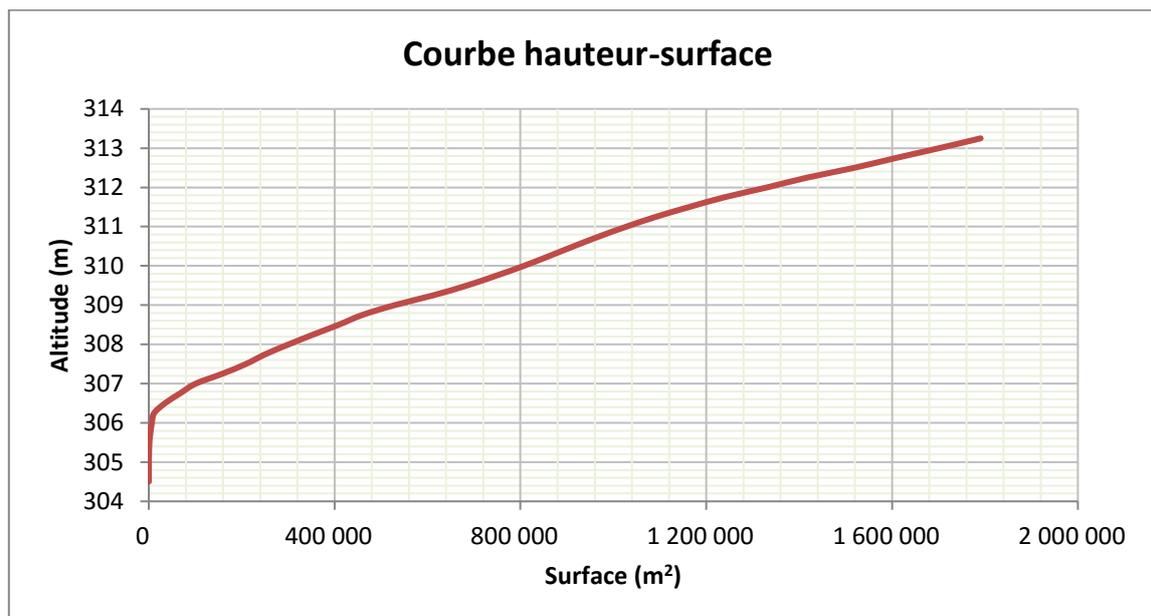


Figure 10: Courbe hauteur-surface

A travers la courbe hauteur-volume nous constatons que la cuvette du barrage de Lantaga a une capacité de rétention de plus de 5 000 000 m<sup>3</sup>. Cependant tout ce potentiel ne sera pas exploité, en raison du fait que les apports liquides du bassin versant sont limités et ne couvrent pas ce potentiel.

#### V.4.2 Evaluation des apports solides

Les transports solides constituent des contraintes à une bonne productivité des retenues. Afin de déterminer la quantité de matières solides susceptibles de se déposer dans la cuvette, il a été utilisé 3 formules. Il s'agit des formules de H.KARAMBIRI, L.C.GOTTSCHALK et J.M.GRESILLON. Le Tableau 14 donne les résultats de l'estimation des dépôts solides pour 30 ans.

Tableau 14: Résultats de l'estimation des dépôts solides

Formules	Dégradation (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an)	Volume (m <sup>3</sup> /an)	Volume (m <sup>3</sup> /30 ans)
KARAMBIRI	138,53	9 750,60	292 517,92
GOTTSCHALK	169,91	11 959,75	358 792,51
GRESILLON	245,24	17 261,83	517 854,94

On constate en observant le *Tableau 14*, une différence de volume entre les différentes méthodes. Ces différences sont dues aux approches utilisées par chacune. Pour la suite nous choisissons de retenir la moyenne des différents volumes. Cela donne un volume de 389 722

m<sup>3</sup>. Cependant en réalité, selon des observations faites, les dépôts de tout le bassin n'atteignent pas la cuvette. Nous estimons alors que seule la moitié des dépôts arrivent à l'exutoire. Ce qui donne un volume d'environ 194 861 m<sup>3</sup> correspondant à la côte 307,80 m de la retenue. Un curage de la retenue est recommandé afin d'exploiter l'ouvrage au-delà l'horizon de 2050 (30 ans) du projet. Nous suggérons également la construction de diguettes de protection en amont du barrage.

### V.4.3 Estimation des pertes et besoins

#### V.4.3.1 Evaluation des pertes

Les quantités d'eau perdues par évaporation et infiltration concernent les mois durant lesquels les apports sont faibles voir nuls et pendant lesquels le barrage est sollicité. L'infiltration journalière est prise égale à 1,5 mm/j. Les différentes pertes mensuelles sont consignées dans le Tableau 15.

Tableau 15: Pertes par évaporation et infiltration

Pertes	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
<b>Evaporation (mm)</b>	183,05	197,36	198,97	198,50	215,35	241,17	243,37
<b>Infiltration (mm)</b>	45	46,5	46,5	42	46,5	45	46,5
<b>Total (mm)</b>	228,05	243,86	245,47	240,50	261,85	286,17	289,87

#### V.4.3.2 Evaluation des besoins

L'évaluation de la demande en eau tient compte des besoins humains, agricoles et pastoraux, avec la prise en compte d'une majoration de 15% des besoins pastoraux pour tenir compte du bétail transhumant. L'ensemble des besoins sur toute la période sèche (allant de novembre à mai), est estimé à 459 073 m<sup>3</sup>. Les différentes sollicitations sont résumées dans le Tableau 16.

Tableau 16: Synthèse des besoins en eau

Besoins	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
<b>Agricoles (m<sup>3</sup>)</b>	36 504,1	51 818,2	65 451,6	84 721,6	106 488,0	61 185,5	-
<b>Pastoraux (m<sup>3</sup>)</b>	5867,02	6062,59	6062,59	5475,89	6062,59	5867,02	6062,59
<b>Humains (m<sup>3</sup>)</b>	2901,61	2998,33	2998,33	2708,17	2998,33	2901,61	2998,33
<b>Total (m<sup>3</sup>)</b>	45 272,7	60 879,2	74 512,5	92 905,6	115 548,9	69 954,2	9 060,9

A noter que pour l'évaluation des besoins agricoles, c'est la tomate, culture la plus contraignante devant l'oignon et le chou qui a été utilisée pour le dimensionnement du périmètre irrigué de 30 ha. Cette superficie a été retenue après plusieurs simulations tenant compte de la ressource en eau disponible.

#### V.4.4 Simulation de l'exploitation de la retenue

La courbe d'exploitation a été construite en se basant sur la courbe hauteur-volume et en tenant compte des pertes et des différents besoins humains, agricoles et pastoraux.

Le déversoir a été calé à la côte 310,5 m sur la base des apports liquides tout en tenant compte des dépôts solides. Ainsi le barrage aura une capacité de rétention de 1 767 007 m<sup>3</sup> d'eau. La réalisation de plusieurs simulations nous a conduit à retenir une superficie de 30 ha pour le périmètre irrigué.

L'ouvrage de prise et de vidange d'eau a été placé à la côte 307,85 m en dessous du niveau de l'eau dans la cuvette en fin du mois de mai situé à la côte 307,93m.

La courbe d'exploitation est présentée par la *Figure 11*.

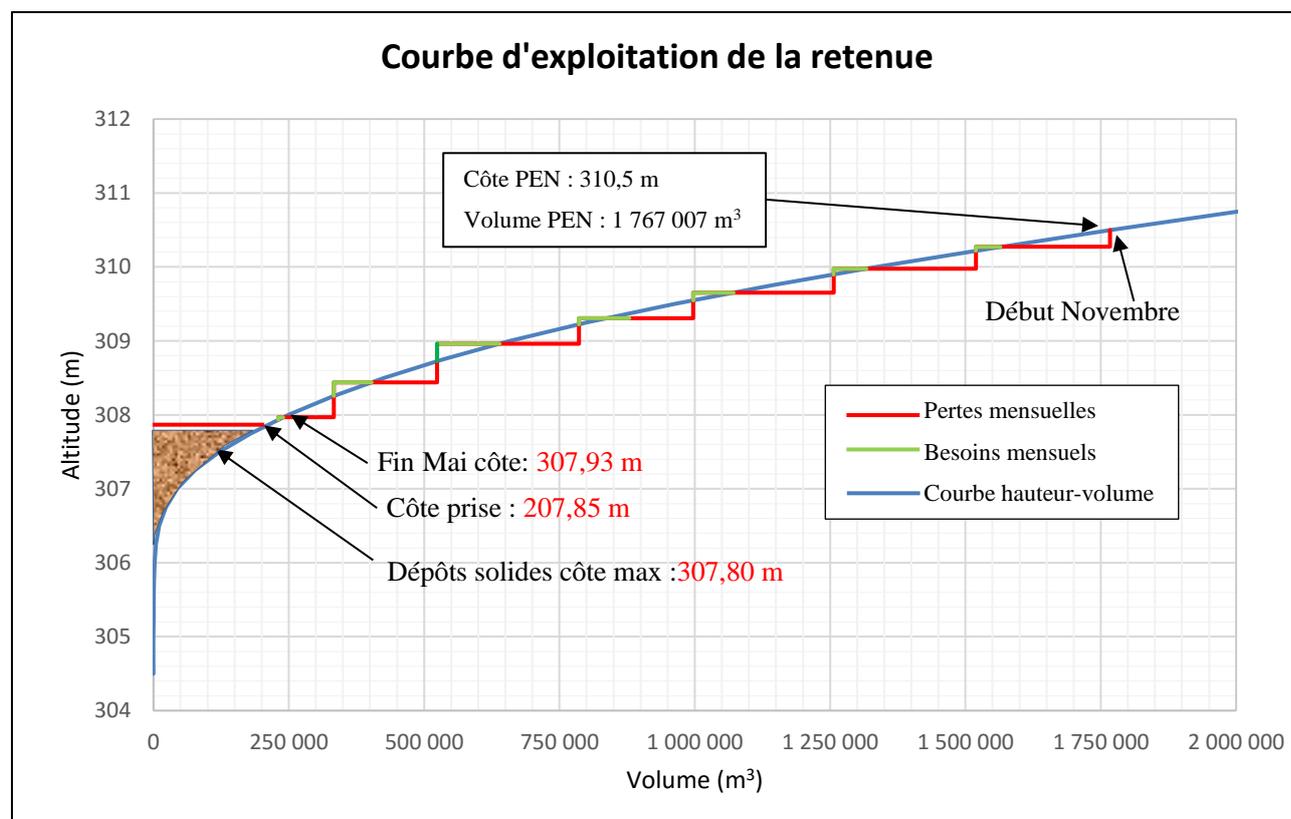


Figure 11: Courbe d'exploitation

Les dépôts solides au bout de 30 ans atteindrons la côte 307,80m.

## **V.5 Conception et dimensionnement de la digue**

### **V.5.1 Conception et identification de l'axe de la digue**

Il existe plusieurs types de barrage selon les matériaux de construction, la forme et la taille de l'ouvrage. Suivant les matériaux utilisés, il y a principalement les barrages en béton et les barrages en terres et à enrochement. Dans les termes de référence concernant le projet de construction du barrage de Lantaga, il est demandé au consultant de proposer au moins une variante de barrage en béton.

#### **❖ Barrage BCR**

Depuis les années 1980, une technique nouvelle est apparue dans le domaine des barrages : le béton compacté au rouleau ou BCR [18]. Elle est innovante tant pour le matériau que pour sa mise en œuvre. Le matériau est composé de granulats, d'eau et de liants hydrauliques mis en place comme un remblai. Il est étalé au bouteur en couches minces de 0,30 à 0,50 m et est ensuite fortement compacté aux rouleaux vibrants. La teneur en liant est, en général, différente suivant les parties de l'ouvrage (plus élevée sur les parties externes), mais reste de l'ordre de 50 à 80 kg par m<sup>3</sup>. Le liant est constitué de ciment et de cendres volantes.[19]

Cette technique s'inspire donc à la fois des procédés de construction des ouvrages poids en béton pour le dimensionnement de l'ouvrage et le matériau, et des ouvrages en terre ou enrochements pour l'exécution du chantier. Ses gros intérêts sont sa rapidité d'exécution et le faible coût de mise en œuvre par rapport aux autres de barrages en béton classique. Toutefois la méconnaissance de la technique du BCR (très exposé aux fissures) et la forme élargie de la cuvette demandant une digue allongée pourrait rendre ce procédé non viable économiquement.

#### **❖ Barrage en remblai**

Une pratique, beaucoup plus habituelle dans la sous-région est le barrage en remblai (argile). Il s'agit d'un massif en terre compactée, imperméable, (assurant à la fois l'étanchéité et la résistance) muni d'un dispositif de drainage dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont. En 2003, la Direction Générale des Ressources en Eau estimait à 1450 le nombre de barrages toutes dimensions confondues. En 2011, l'équipe de Venot et Cecchi avait comptabilisé 1700 barrages de moyenne dimension [20]. Ce nombre élevé montre la préférence pour ce type d'ouvrage. Cela peut s'expliquer par

la disponibilité des matériaux de construction, la facilité et la maîtrise des techniques d'exécution ainsi que le coût moins élevé de sa réalisation.

Après l'analyse des différentes options possibles et en considérant le contexte burkinabé, nous optons pour la réalisation d'un barrage en remblai (en terre).

### V.5.2 Caractéristiques de la digue

La digue du barrage de Lantaga est une digue homogène argileuse. Elle dispose d'un drain horizontal destiné à rabattre la ligne phréatique et évacuer l'eau d'infiltrée. Les résultats de la conception de la digue sont recensés dans le Tableau 17.

Tableau 17: Synthèse des caractéristiques de la digue

Désignation	Unité	Valeur
<b>Corps du remblai</b>		
Côte crête du déversoir	m	310,5
Charge d'eau en amont du seuil h	m	0,77
Revanche R	m	0,73
Revanche total	m	1,5
Côte de la digue	m	312,00
Hauteur de la digue	m	6,5
Pentes des talus amont et aval		2,5H/1V
Largueur en crête	m	4,5
Largeur en base de la digue	m	37,0
Longueur de la digue sans déversoir	m	410,3
<b>Drainage des eaux</b>		
Longueur du drain	m	9,25
Epaisseur du drain	cm	20
Perméabilité du sable drainant	m/s	$1.10^{-6}$

Les détails de la note de calcul se trouvent en Annexe 4.

La coupe de la digue est illustrée par la *Figure 12*.

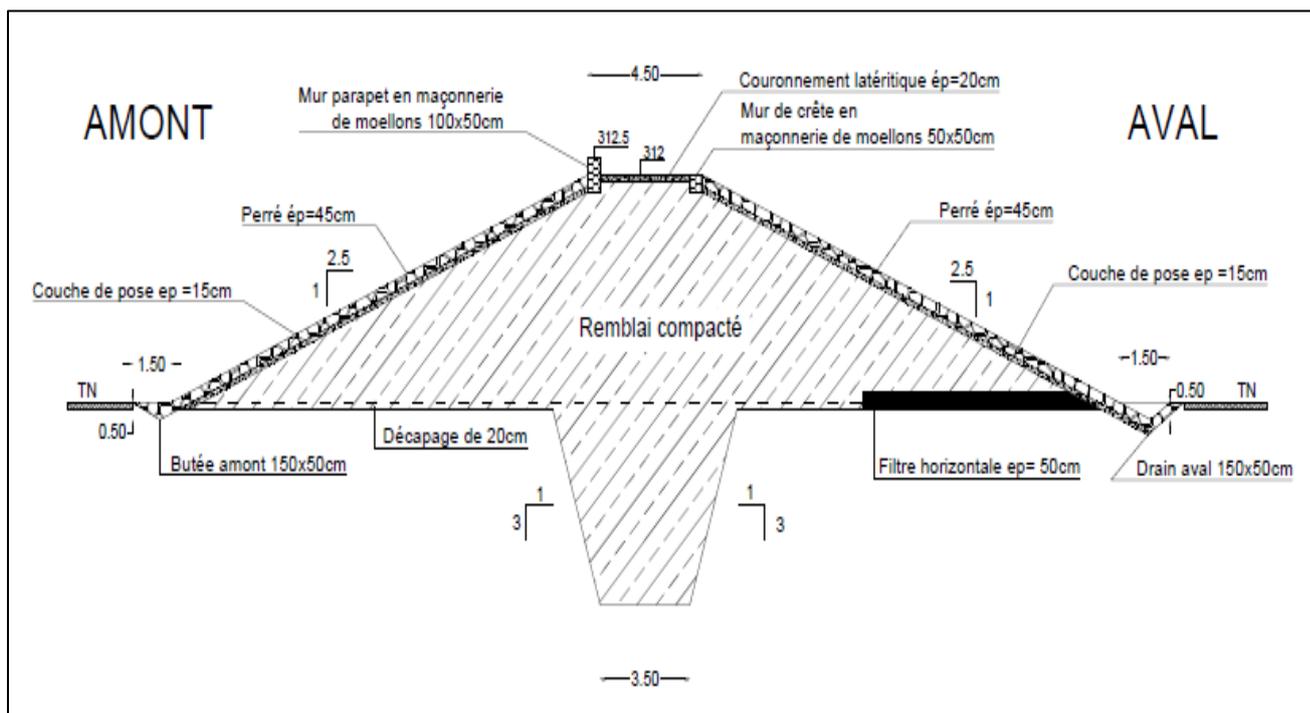


Figure 12: Coupe de la digue

### V.5.3 Stabilités des pentes des talus

L'étude de la stabilité des pentes a été faite selon la méthode Bishop et suivant deux hypothèses, à savoir : le cas de la retenue vide et le cas de la retenue pleine. Les résultats acquis sont donnés par les *Figure 13* et *Figure 14*.

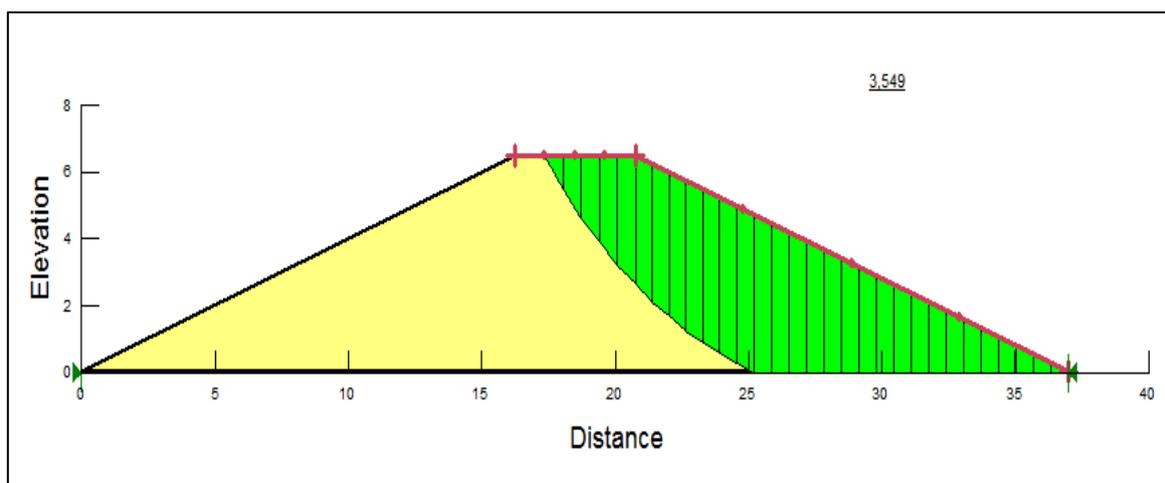


Figure 13: Stabilité des pentes de la retenue vide

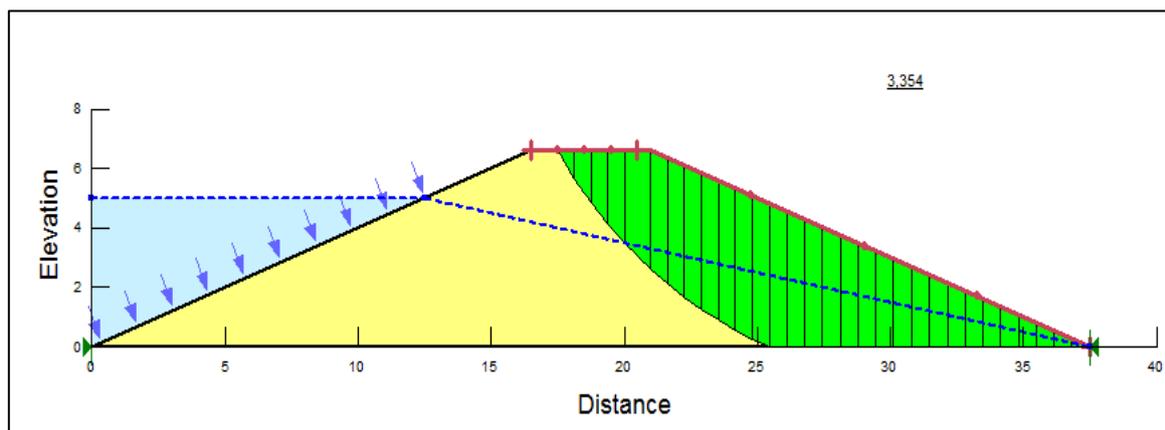


Figure 14: stabilité de pentes de la retenue pleine

On obtient à l'issue des différentes vérifications les résultats suivants :

-facteur de sécurité pour le cas de la retenue vide :  $FS = 3,549$

-facteur de sécurité pour le cas de la retenue pleine :  $FS = 3,354$

Les résultats obtenus sont satisfaisants car ils sont supérieurs à 1,2 (la valeur minimale requise). Les pentes des talus sont par conséquent stables.

#### V.5.4 Protection de la crête et des talus

Il convient de protéger le talus amont contre l'action mécanique des vagues qui peuvent pénétrer le remblai et le porter à saturation réduisant alors d'une part sa résistance et le soumettant à des fissures dues au retrait des eaux d'autre part. Ainsi le talus amont sera protégé par du perré sec en enrochement de blocs latéritiques d'une épaisseur de 45 cm. L'enrochement reposera sur une couche de transition d'une épaisseur de 15 cm de grave latéritique. Une butée de pied triangulaire en enrochement de 1,50 m de largeur en gueule et 0,50 m de profondeur sera placée au pied amont de la digue afin d'ancrer le pied du perré dans le terrain naturel et de prendre en charge les poussées engendrées par le poids propre des enrochements.

Le talus aval sera protégé par du perré sec soigneusement mis en place. Ces enrochements seront placés sur une couche de pose en grave latéritique. La butée de pieds aménagée en aval, d'une profondeur de 0,50 m servira à collecter les eaux pluviales et les eaux d'infiltration en provenance du corps de la digue.

La crête est protégée d'un couronnement en matériau latéritique d'une épaisseur de 20 cm avec un dévers de 3% vers l'amont pour l'évacuation des eaux de ruissellement sur la crête par le biais de collecteur.

### V.5.5 Tranchée d'ancrage

La fixation de la digue et l'étanchement de la fondation seront assurés par une tranchée d'ancrage. Cette tranchée aura une forme trapézoïdale avec une largeur en plancher de 3,5 m et une pente des talus de 1H/3V. La profondeur de la tranchée variera entre 0,2 m et 5,6 m.

Suivant les recommandations des études géotechniques, l'étanchéité de la fondation au voisinage du lit mineur et en rive gauche sera renforcée par la pose d'un tapis argileux (emprunt d'argile compacté en deux couches de 0,25m chacune). Par rapport au pied amont de la digue, le tapis aura une largeur variable de 10 fois la charge d'eau du profil 7 au profil 1 (soit sur une longueur de 150 m).

## V.6 Dimensionnement du déversoir et des ouvrages annexes

### V.6.1 Le déversoir

L'évacuateur de crue est un déversoir de type déversoir poids trapézoïdale. Il a une longueur de 90 m avec une crête placée à la cote 310,5 m et sera constitué de béton cyclopéen. Les caractéristiques du déversoir sont présentées dans le Tableau 18.

Tableau 18: Caractéristiques du déversoir

Désignation	Unité	Valeurs
Longueur du déversoir	m	90
Hauteur maximale	m	5
Côte crête	m	310,5
Largeur en crête	m	1,5
Largeur en base	m	10,16
Lame d'eau au-dessus du seuil	m	0,77
Angle du talus	°	60
Parois amont	Verticale	
Type de déversoir	Trapézoïdal	
Matériaux	Béton cyclopéen	
Position	Rive gauche	

La stabilité du déversoir a été vérifiée afin de s'assurer que les dimensions géométriques retenues confèrent une bonne fiabilité à l'ouvrage. Il s'est agi de vérifier la stabilité interne et

externe du déversoir et la stabilité face au poinçonnement. A l'issue des vérifications, toutes les conditions sont respectées, comme présenté dans le Tableau 19.

Tableau 19 : Vérification de la stabilité du déversoir

Vérifications	Condition	Facteur	Observation
Stabilité au glissement	$F_g > 1,2$	$F_g = 1,22$	Condition vérifiée
Stabilité au renversement	$F_r > 1,5$	$F_r = 7,4$	Condition vérifiée
Non fissurations	$ e  \leq b_2/6$	$ 1,56  < 1,7$	Condition vérifiée
Non rupture	$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\lim}$	$0,06 < 6$	Condition vérifiée
Stabilité face au poinçonnement	$q_{\text{adm}} \geq 1,5 \times q_{\text{réf}}$	$300,1 \geq 198,45$	Condition vérifiée

La Figure 15 illustre la coupe du déversoir dimensionné.

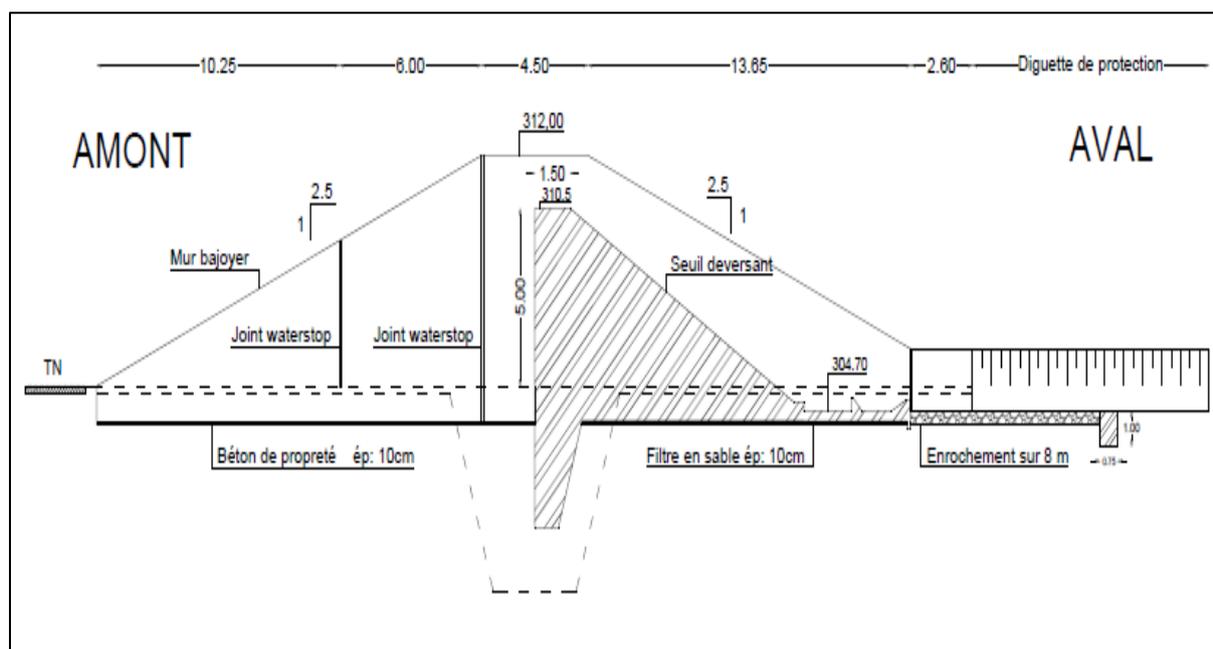


Figure 15: Coupe du déversoir

Les détails des calculs sont donnés en Annexe 5.

### V.6.2 Bassin de dissipation et chenal d'évacuation

Le bassin de dissipation est un bassin à ressaut de type II. Il dispose de blocs de chute, de blocs chicane et un seuil terminal. A la sortie du bassin, se situe le chenal d'évacuation. Il permet de restituer les eaux de déversement directement dans le lit du cours d'eau. Le chenal

aura une largeur de 90 m. Il sera réalisé par simple reprofilage du sol. Les caractéristiques de ces ouvrages sont données dans le Tableau 20.

Tableau 20: Synthèse des caractéristiques du bassin de dissipation

<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Valeurs</b>
Enfoncement du bassin	m	0,8
Tirant d'eau normal	m	0,9
Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin	m/s	8,32
Type de bassin	II	
Largeur du bassin	m	4,0
Longueur du bassin	m	90
<b>Blocs de chute</b>		
Largeur	m	0,25
Hauteur	m	0,25
Espacement	m	0,25
<b>Blocs de chicane</b>		
Largeur zn crête	m	0,1
Largeur en base	m	0,25
Hauteur	m	0,35
Espacement	m	0,25
Pente		1V/1H
<b>Seuil terminal</b>		
Hauteur	m	0,30
Pente		1V/2H
<b>Protection aval</b>		
Longueur protection aval	m	7,95
Epaisseur de la couche d'enrochement	m	0,30
Diamètre minimal des enrochements	m	0,10

Les détails des calculs sont donnés en Annexe 6.

### V.6.3 Murs bajoyers

Ils sont placés de part de d'autre du déversoir. Les résultats de leur dimensionnement sont donnés dans le Tableau 21.

Tableau 21: Caractéristiques des murs bajoyers

Désignation	Valeur (m)
Hauteur totale du mur	8
Hauteur du voile	7,3
Epaisseur en crête du mur	0,35
Epaisseur en base du mur	0,70
Epaisseur de la semelle	0,70
Largeur de la semelle	4,2
Longueur du talon	3,5

Le détail des calculs en Annexe 8.

### V.6.4 Ouvrage de prise et de vidange

Cet ouvrage a été dimensionné de manière à capter et à fournir au périmètre irrigué en période de pointe un débit maximum estimé à  $q = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$  ainsi qu'à assurer la vidange de la retenue. L'ouvrage assurera donc à la fois la fonction de prise et de vidange. Suivant ces conditions, nous avons retenu une conduite en fonte DN350 (350 mm de diamètre). La vidange de la retenue se fera en 45 jours. L'ouvrage est placé à la côte 307,85m en rive droite. En récapitulatif, l'ouvrage de prise et de vidange disposera d'une conduite en fonte de 30m de long traversant tout le corps de la digue et noyée dans du béton armé dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ . La conduite aura une pente de 0,5%. Deux écrans d'étanchéité anti-renards sont prévus de part et d'autre de la tranchée pour limiter les infiltrations. L'orifice en amont étant protégé par une crépine.

L'ouvrage comprendra également un bac amont en béton armé protégé par une grille métallique pour la prise d'eau et un bac aval servant de bassin de réception et de tranquillisation équipé d'un robinet vanne de diamètre 350 mm.

## **V.7 Impact environnemental et social**

La réalisation de ce barrage pourrait avoir des conséquences négatives sur les êtres humains et sur l'environnement qui reste d'ailleurs très fragile dans un contexte de changement climatique et de pressions croissantes sur les ressources naturelles. Et cela pourrait aller à l'encontre des principaux combats du gouvernement, ceux de la protection, de la valorisation et de la gestion durable de l'environnement.

Par ailleurs, la Loi N° 006/2013/AN du 02 avril 2013 portant Code de l'Environnement est un outil politique qui a été mis en place et vise à maintenir l'intégrité écologiques des milieux ou à minimiser les impacts négatifs des activités humaines susceptibles de dégrader l'environnement.

Afin de rester en phase avec ces politiques et stratégies de développement du pays, une analyse des impacts de la réalisation de la nouvelle retenue d'eau dans le village de Lantaga et environs s'avère un impératif. La présente évaluation vise donc à se conformer à cette exigence.

### **V.7.1 Description du site de la retenue d'eau**

L'espace de la future retenue d'eau de Lantaga présente l'état d'une anthropisation avancée. Les formations végétales naturelles moins denses sont entrecoupées de champs, de vergers et de plantations.

Au cours des travaux d'inventaire de la végétation dans la future cuvette d'eau du barrage, il ressort que cet espace est actuellement occupé par quatre types d'unités d'occupation des terres que sont la savane arbustive/herbeuse, le territoire agroforestier, les sols nus et les vergers. Aucune habitation n'a été recensée ni dans la cuvette du futur lac de barrage ni dans la bande de servitude.

### **V.7.2 Identification des impacts**

Le projet de réalisation de la retenue d'eau à Lantaga dans la commune de Pilimpikou, province du Passoré, va engendrer des impacts environnementaux tant positifs que négatifs.

Ces répercussions potentielles sur l'environnement du projet ont été identifiées en mettant en relation les sources d'impacts aussi bien en phase de construction qu'en phase d'exploitation de l'infrastructure avec les composantes du milieu.

Les résultats de cette identification sont consignés dans le *Tableau 22*.

Tableau 22:Matrice d'interaction des activités du projet avec les composantes du milieu

PHASE DU PROJET	ACTIVITES SOURCES D'IMPACT	COMPOSANTE DU MILIEU RECEPTEUR SUSCEPTIBLE D'ETRE AFFECTEE													
		Milieu physique					Milieu Biologique				Milieu Humain				
		Air	Bruit	Sol	Eaux de surface	Eaux souterraines	Faune terrestre	Faune aquatique	Végétation	Sécurité/santé	Emploi	Conditions socio-économiques	Habitat/patrimoine culturel	Qualité de vie	Circulation
Phase d' exécution des travaux	Installation du chantier	x	x	x	x	x	x		x	x	✓	✓			
	Exécution de la fondation	x	x	x			x		x	x	✓	✓			x
	Déboisement de l'emprise des zones d'emprunt	x	x	x			x		x	x	✓	✓			
	Exécution des emprunts	x	x	x					x	✓	✓				
	Transport des matériaux de construction	x	x						x						x
	Exécution du remblai	x	x	x			x		x	✓	✓				
	Construction du déversoir	x	x						x	✓	✓				
	Déboisement de la cuvette et de l'emprise des ouvrages	x	x	x			x		x	x	✓	x		x	
	Remise en état des zones d'emprunt		x	x					x	✓	✓				
	Reboisement			✓			✓		✓	✓	✓	✓		✓	
Présence de la main d'œuvre sur le chantier		x	x	x	x	x		x	x		✓				
Mise en eau	Mise en eau			x	✓	✓	x	✓	x	x		✓	x	✓	x
Phase d' exploitation	Agriculture			x	x		x	x	x		✓	✓		✓	
	Elevage			x	x			x	x	x	✓	✓		✓	x
	Pêche				x			x		x	✓	✓		✓	

### V.7.3 Plan de gestion environnemental et social (PGES)

Le plan de gestion environnemental et social est le résultat le plus attendu de toute évaluation environnementale. C'est le programme de mise en œuvre des mesures d'atténuation des impacts du projet. Il donne pour chaque impact identifié les actions environnementales à entreprendre en réponse aux mesures environnementales préconisées, les acteurs concernés, la période d'exécution et les moyens de vérification. Il est présenté en Annexe 9.

## V.8 Evaluation du coût du projet

Le coût du projet de construction du barrage de Lantaga présenté dans le Tableau 23 est estimé à **un milliard neuf millions huit cent quatre-vingt-onze mille huit cent vingt-trois (1 009 891 823) francs CFA TTC** avec la prise en compte du coût du PGES.

Tableau 23: Synthèse du devis estimatif

N°	Désignation	Montant (FCFA)	Ratio (%)
I	Installation Générale de Chantier	25 000 000	2,92%
II	Tranchée d'ancrage et fondation	66 716 855	7,80%
III	Digue	181 588 032	21,22%
IV	Evacuateur de crue	542 154 300	63,35%
V	Ouvrage de prise	6 613 544	0,77%
VI	Dispositif d'auscultation du barrage	2 200 000	0,26%
VII	Impacts/Actions environnementales	31 567 797	3,69%
	Total général hors taxe		855 840 528
	<b>Total général toute taxe comprise (TTC)</b>		<b>1 009 891 823</b>

La majeure partie du budget est consacrée à la réalisation du déversoir qui représente 63,35 % du coût global du projet. La digue deuxième facteur de dépense représente 21,22 % du budget. Les détails de l'étude financière sont présentés Annexe 10.

## VI. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La présente étude a porté sur le projet de construction du barrage de Lantaga initié par le Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA) et s'inscrivant dans le sillage de la politique de développement durable nationale. Ce projet vise à accroître la production agro-sylvo-pastorale dans un contexte de variabilité climatique afin de lutter contre la pauvreté et l'insécurité alimentaire et assurer un essor socio-économique de la localité.

La démarche adoptée, tenant compte des obligations techniques, et des impératifs environnementaux et économiques a abouti à la conception du barrage en terre homogène ainsi que ses annexes qui mobilisera 1 407 760 m<sup>3</sup> d'eau. Ce volume permettra de satisfaire les besoins domestiques, d'abreuver le cheptel et d'alimenter un périmètre irrigué 30 ha placé à l'aval de la retenue.

Ce projet à forte vocation agricole ne devra pas souffrir de l'adhésion de la population qui exploitait déjà le site pour le maraichage et a fait la demande de sa réalisation. Toutefois pour la mise en œuvre intégrale du projet, une étude détaillée de la mise en place du périmètre irrigué est recommandée pour compléter la présente qui s'est consacrée essentiellement à l'ouvrage de stockage. Celle-ci permettra de proposer un dimensionnement final pour le réseau d'irrigation, d'établir un plan parcellaire et d'utilisation de la ressource en eau.

Au regard des ressources financières conséquentes qui doivent être mobilisées pour la réussite des ouvrages et des dommages qu'ils pourraient occasionner en cas de rupture, il convient d'adopter des comportements responsables dans son exploitation. C'est pourquoi nous émettons les recommandations suivantes pour une exploitation sécurisée, profitable, et durable de l'ouvrage :

- La surveillance du respect de la bande de servitude par les exploitants afin éviter l'envasement du lit du barrage ;
- La mise en place d'un comité de suivi chargé de la gestion et de l'entretien régulier du barrage ;
- La mise en œuvre du PGES ;
- La réalisation de diguettes filtrantes en amont de la cuvette afin de limiter l'envasement de la retenue.

## VII. BIBLIOGRAPHIE

- [1] MEA, « Programme National des Aménagements Hydrauliques ». MEA, 2017.
- [2] AC3E, « Rapport socio-économique sur le barrage de Lantaga ». 2021.
- [3] CIEH, ORSTOM, et LCT-CEMAGREF.-ENGREF, « Crues et Apports : Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versant non jaugés à l'Afrique sahélienne et tropicale sèche ». FAO, 1998.
- [4] P. DUBREUIL, « Initiation à l'analyse hydrologique (Dix exercices suivis des corrigés) ». MASSON & Cie et O.R.S.T.O.M, 1974.
- [5] J. RODIER et C. AUVRAY, « Estimation des débits de crues décennales pour les bassins versants de superficie inférieure à 200km<sup>2</sup> en Afrique occidentale. » ORSTOM-CIEH, 1965.
- [6] CFGB, « Petits Barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi ». 2002.
- [7] J. M. GRESILLON, P. HERTER, et J.P. LAHAYE, « Note sur le dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crues en Afrique de l'Ouest sahélienne ou tropicale ». CIEH, 1977.
- [8] H. KARAMBIRI et D. NIANG, « Cours d'hydrologie 2 ». 2008.
- [9] H. KARAMBIRI, « Etude de l'envasement des barrages au Burkina Faso: Etude de cas ». Mémoire master 2, EIER, 1998.
- [10] H. KARAMBIRI et I. GUEYE, « Cours de barrages, Licence 2 et 3 ». 2006.
- [11] A. KEÏTA, « Cours Irrigation Gravitaire ». 2001.
- [12] Richard G. ALLEN, Luis S. PEREIRA, Dirk RAES, et Martin SMITH, « Crop Evapotranspiration (guidelines for computing crop water requirements) ». FAO, 1998.
- [13] M. LO, « Cours de barrage ». 2018.
- [14] P.ROYET et J-M. DURAND, « Introduction de techniques innovantes en matière de barrages en terre en zone sahélienne, rapport de présentation des variantes techniques ». CEMAGREF-EIER, 1989.
- [15] J-M. DURAND, P. ROYET, et P. MERIAUX, « Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale ». E.I.E.R.-Cemagref Éditions., 1999.
- [16] G. ADEOSSI, « L'étude d'impact environnementale et sociale ». 2018.
- [17] AC3E et BECOHA, « Rapport d'étude géotechnique sur le barrage de Lantaga ». 2021.
- [18] P. LONDE, « Réflexion sur le béton compacté au rouleau », *Rev. Fr. GÉOTECHNIQUE*, n° 42, p. 55-59, 1988.
- [19] J-M. DURAND, G. DEGOUTTE, P. ROYET, et M. JENSEN, « La technique du béton compacte au rouleau (B.C.R.) : possibilités d'application pour les barrages en Afrique », *Sud Sci. Technol.*, vol. 1, n° 1, p. 56-62, 1998.
- [20] J.P VENOT et P. CECCHI, « Valeurs d'usage ou performances techniques: comment apprécier le rôle des petits barrages en Afrique subsaharienne ? », *Cah. Agric.*, vol. 20, n° 1-2, p. 112-117, 2011.

## ANNEXES

Annexe 1: Etude de la pluviométrie .....	63
Annexe 2: Etude hydrologique.....	73
Annexe 3: Etude de la cuvette.....	83
Annexe 4: Conception et dimensionnement de la digue .....	87
Annexe 5: Le déversoir .....	90
Annexe 6: Bassin de dissipation.....	97
Annexe 7 : Ouvrage de prise et de vidange.....	102
Annexe 8 : Murs bajoyers .....	106
Annexe 9 : Impact environnemental et social .....	109
Annexe 10 : Avant métré et devis estimatif .....	118
<b>Annexe 11 : Pièces graphiques .....</b>	<b>124</b>

## Annexe 1: Etude de la pluviométrie

### ❖ Données météorologiques

Années	Pluies annuelles (mm)	Pluies maxi (mm)
1970	698,8	59,7
1971	629,3	72,6
1972	618,7	60,9
1973	670	69,8
1974	728,7	55,9
1975	819,4	60,4
1976	751,8	45,5
1977	422,3	50,0
1978	722,7	50,2
1979	762	58,2
1980	578,3	51,4
1981	689,6	58,0
1982	625,7	61,4
1983	541	45,4
1984	413,1	24,5
1985	491,8	45,0
1986	815,8	60,0
1987	507,8	49,8
1988	713,8	102,4
1990	547,6	46,5
1991	691,4	88,8
1992	558,8	56,6
1993	548,6	41,3
1994	1035,7	70,4
1995	503,9	26,2
1996	653,8	51,2
1997	653,2	87,2
1998	590,1	45,2
1999	865	51,1
2000	562,9	40,2
2001	632	56,1
2002	594,9	48,3
2003	760,2	73,2
2004	504,4	46,6
2005	775	59,9
2006	730,4	61,5
2007	655,2	92,0
2008	709,9	61,7
2009	661	63,7

2010	784,8	68,6
2011	630,8	47,5
2012	857,3	48,7
2013	692,3	57,3
2014	689,1	37,3
2015	837,1	58,9
2016	821,6	65,6
2017	550	47,0
2018	565,2	54,6

### ❖ Analyse fréquentielle des pluies

#### ○ Ajustement à la loi de Gauss

L'ajustement à la loi de Gauss a été utilisé pour l'étude des pluies moyennes annuelles afin de déterminer les pluies pour différentes périodes de retour. Avant de débiter les calculs, les données pluviométriques ont été classées par ordre croissant. La procédure de calcul est présentée dans les lignes suivantes :

- La détermination des paramètres de la loi

Moyenne $\bar{X}$	$\bar{X} = 663,81$ mm
Ecart type S	S = 124,58

- Fréquences expérimentales

La formule utilisée est celle de Hazen, qui est exprimée ainsi :  $F = \frac{r-0,5}{n}$  avec n=49

- Calculs de la variable réduite, des quantiles et intervalles de confiance

Variable réduite U	$U = \frac{X - \bar{X}}{S}$
Quantile de probabilité p, $X_p$ (mm)	$X_p = \bar{X} + U_p \times S$
Intervalle de confiance (mm)	$\Delta IC = U_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{S}{\sqrt{2N}} \sqrt{U_p^2 + 2}$
Borne Supérieure BS (mm)	$BS = X_p + \Delta IC$
Borne inférieure BI (mm)	$BS = X_p - \Delta IC$
Pour un niveau de confiance de 95% ( $\alpha=0,95$ ), $U_{\frac{1-\alpha}{2}} = 1,96$	

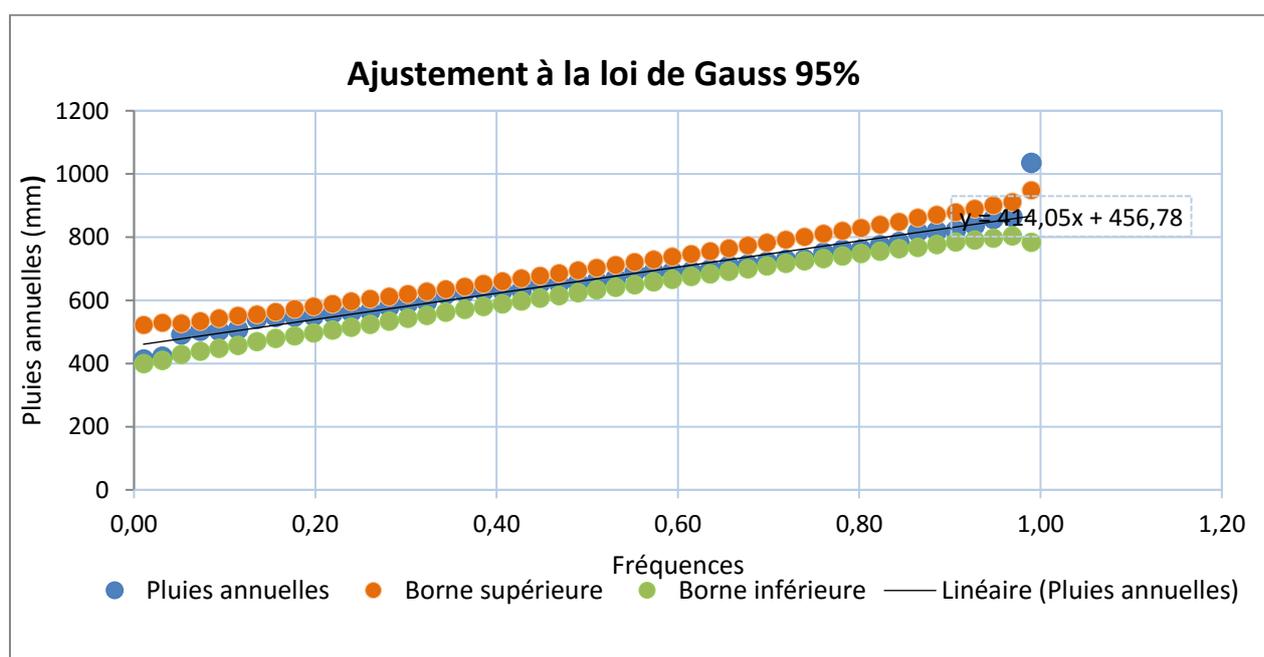
Les résultats des différentes opérations sont présentés dans le tableau et le graphique suivants.

Etude technique pour la construction du barrage de Lantaga dans la commune de Pilimpikou,  
province du Passoré, région du Nord, Burkina Faso.

<b>Année</b>	<b>Pluie annuelle (mm)</b>	<b>Rang</b>	<b>Fréquence expérimentale</b>	<b>Up</b>	<b>Xp (mm)</b>	<b>Borne Supérieure (mm)</b>	<b>Borne Inférieure (mm)</b>
1984	413,1	1	0,01	-2,01	461,09	522,39	399,80
1977	422,3	2	0,03	-1,94	469,72	529,52	409,92
1985	491,8	3	0,05	-1,38	478,35	527,60	429,09
1995	503,9	4	0,07	-1,28	486,97	534,57	439,38
2004	504,4	5	0,09	-1,28	495,60	543,13	448,07
1987	507,8	6	0,11	-1,25	504,22	551,30	457,15
1983	541	7	0,14	-0,99	512,85	555,81	469,89
1990	547,6	8	0,16	-0,93	521,48	563,69	479,26
1993	548,6	9	0,18	-0,92	530,10	572,21	487,99
2017	550	10	0,20	-0,91	538,73	580,68	496,77
1992	558,8	11	0,22	-0,84	547,35	588,38	506,33
2000	562,9	12	0,24	-0,81	555,98	596,59	515,36
2018	565,2	13	0,26	-0,79	564,61	604,99	524,22
1980	578,3	14	0,28	-0,69	573,23	612,41	534,06
1998	590,1	15	0,30	-0,59	581,86	620,06	543,65
2002	594,9	16	0,32	-0,55	590,48	628,33	552,64
1972	618,7	17	0,34	-0,36	599,11	635,49	562,73
1982	625,7	18	0,36	-0,31	607,74	643,79	571,68
1971	629,3	19	0,39	-0,28	616,36	652,27	580,45
2011	630,8	20	0,41	-0,26	624,99	660,84	589,13
2001	632	21	0,43	-0,26	633,61	669,43	597,80
1997	653,2	22	0,45	-0,09	642,24	677,55	606,93
1996	653,8	23	0,47	-0,08	650,87	686,17	615,57
2007	655,2	24	0,49	-0,07	659,49	694,78	624,21
2009	661	25	0,51	-0,02	668,12	703,37	632,87
1973	670	26	0,53	0,05	676,74	712,01	641,48
2014	689,1	27	0,55	0,20	685,37	720,97	649,77
1981	689,6	28	0,57	0,21	694,00	729,61	658,38
1991	691,4	29	0,59	0,22	702,62	738,29	666,95

Etude technique pour la construction du barrage de Lantaga dans la commune de Pilimpikou,  
province du Passoré, région du Nord, Burkina Faso.

2013	692,3	30	0,61	0,23	711,25	746,95	675,55
1970	698,8	31	0,64	0,28	719,87	755,81	683,94
2008	709,9	32	0,66	0,37	728,50	764,93	692,07
1988	713,8	33	0,68	0,40	737,13	773,76	700,49
1978	722,7	34	0,70	0,47	745,75	782,91	708,59
1974	728,7	35	0,72	0,52	754,38	791,94	716,82
2006	730,4	36	0,74	0,53	763,00	800,68	725,33
1976	751,8	37	0,76	0,71	771,63	811,02	732,24
2003	760,2	38	0,78	0,77	780,26	820,43	740,08
1979	762	39	0,80	0,79	788,88	829,23	748,54
2005	775	40	0,82	0,89	797,51	839,18	755,83
2010	784,8	41	0,84	0,97	806,13	848,89	763,38
1986	815,8	42	0,86	1,22	814,76	861,31	768,21
1975	819,4	43	0,89	1,25	823,39	870,41	776,37
2016	821,6	44	0,91	1,27	832,01	879,32	784,70
2015	837,1	45	0,93	1,39	840,64	890,07	791,20
2012	857,3	46	0,95	1,55	849,26	901,61	796,92
1999	865	47	0,97	1,61	857,89	911,39	804,39
1994	1035,7	48	0,99	2,99	866,52	948,84	784,20

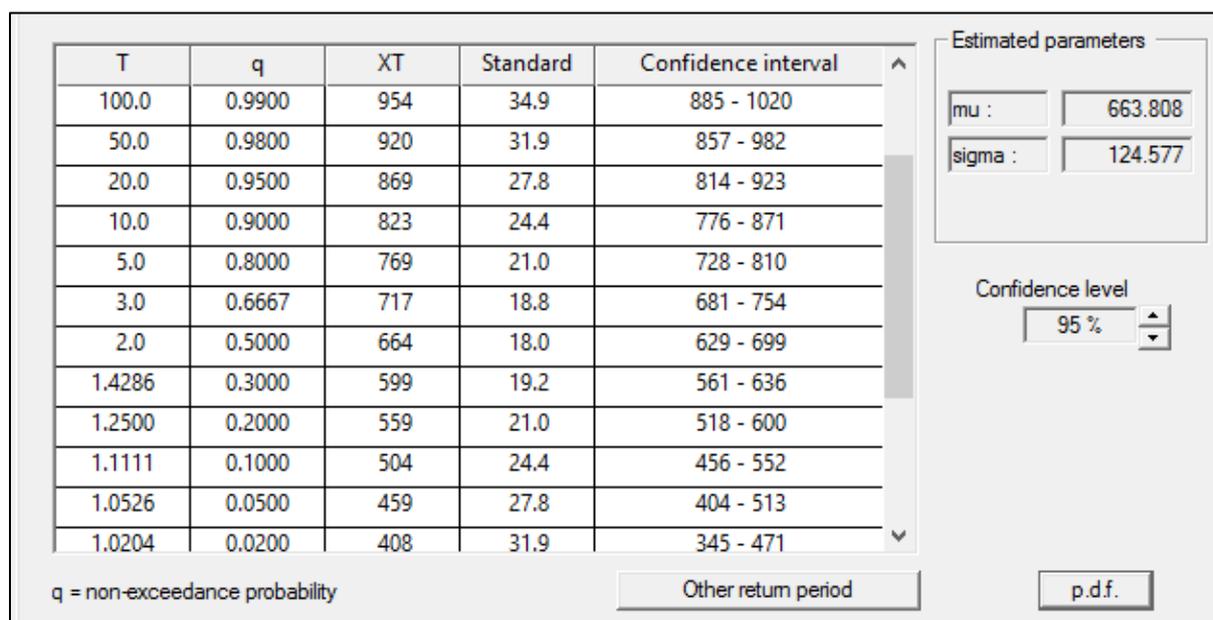


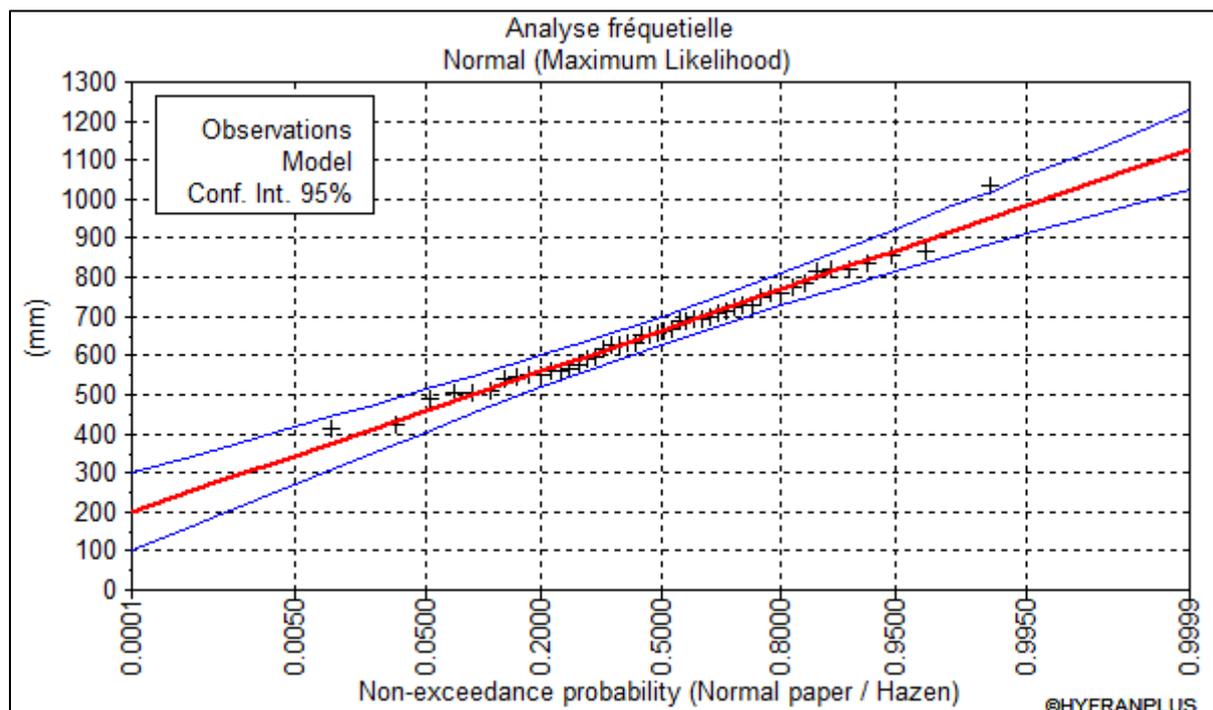
Les quantiles ont été calculés pour des périodes de retour de 5, 10, 20, 50 et 100 en périodes sèche et humide. Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus.

Années	Période de retour	Probabilité de non dépassement	Variable U	Xp (mm)
<i>Années sèches</i>	100	0,01	-2,33	373,54
	50	0,02	-1,96	419,64
	20	0,05	-1,64	459,50
	10	0,1	-1,28	504,35
	5	0,2	-0,8	564,15
<i>Années humides</i>	5	0,8	0,8	763,47
	10	0,9	1,28	823,27
	20	0,95	1,64	868,11
	50	0,98	1,96	907,98
	100	0,99	2,330	954,07

A l'issue des opérations réalisées avec le solveur Excel, nous avons procédé à une vérification des résultats obtenus. Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel Hyfran-Plus.

A l'issue de la manipulation nous obtenons les résultats présentés dans les figures suivantes.





Une comparaison des résultats des différentes méthodes montre que les valeurs acquises sont similaires, ce qui signifie que les calculs sont corrects et les résultats peuvent être exploités.

○ **Ajustement à la loi de Gumbel**

Etant employée pour l’ajustement des variables maximales, la loi de Gumbel a été utilisée pour l’ajustement des pluies journalières maximales.

Comme pour la loi de Gauss, il a été procédé au classement des données par ordre croissant. La procédure de calcul est présentée ci-dessous.

-Les éléments caractéristiques de l’échantillon

Moyenne $\bar{X}$	$\bar{X} = 57$ mm
Ecart type $\sigma$	$\sigma = 15,10$ mm

--Fréquences expérimentales

La formule utilisée est celle de Hazen, qui est exprimée ainsi :  $F = \frac{r-0,5}{n}$  avec  $n=49$

-Les paramètres de la loi

Il s’agit du paramètre de position  $X_0 = 50,17$  mm et du paramètre d’échelle  $\frac{1}{a} = 11,78$ . Ces paramètres sont calculés à partir des formules suivantes :

$$X_0 = \bar{X} - \frac{0,577}{a} \text{ et } \frac{1}{a} = 0,78\sigma$$

- Calculs de la variable réduite, des quantiles et intervalles de confiance

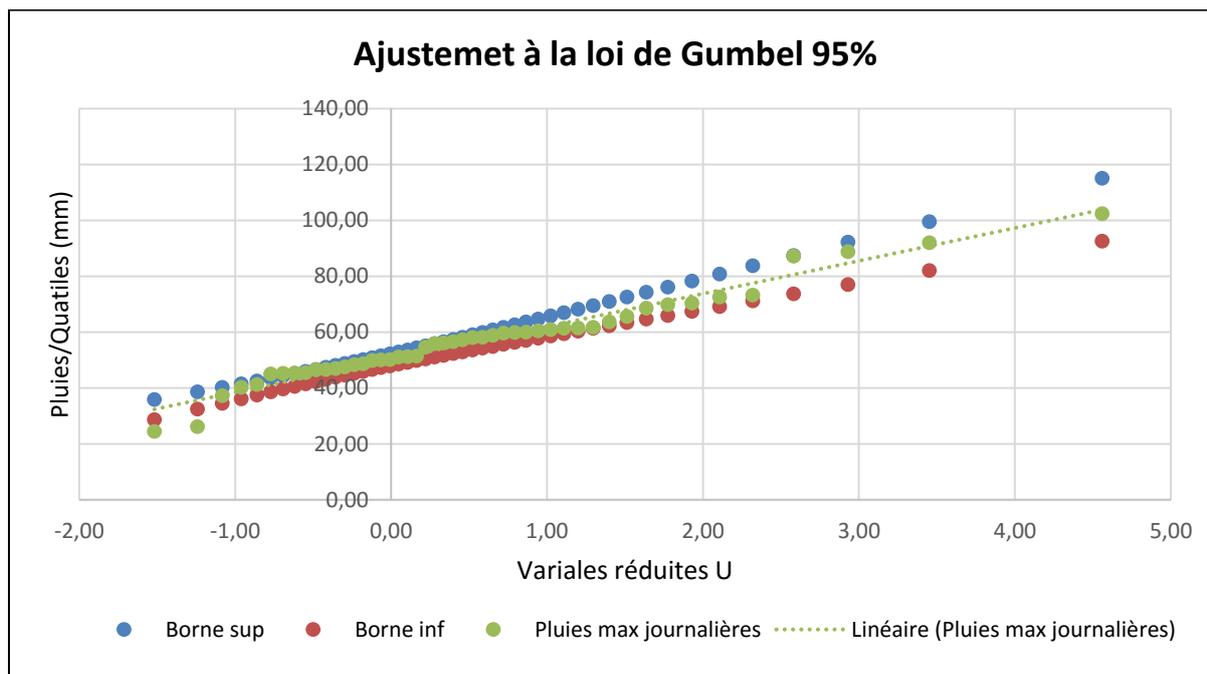
Variable réduite U	$U_p = -\ln[-\ln(F(x))]$
Quantile de probabilité p, $X_p$	$X_p = \frac{U_p}{a} + X_0$
Intervalle de confiance	$\Delta IC = U_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{\sigma}{\sqrt{N-1}} \sqrt{1 + 1,4K + 1,1K^2}$ Avec $K = 0,78(U_p - 0,577)$
Borne supérieure BS	$BS = X_p + \Delta IC$
Borne inférieure BI	$BI = X_p - \Delta IC$
Pour un niveau de confiance de 95% ( $\alpha=0,95$ ), $U_{\frac{1-\alpha}{2}} = 1,31$	

Les résultats des différentes opérations sont présentés dans le tableau et le graphique suivants.

Années	Pluies maxi(mm)	Rang	Fréquence expérimentale	Variable réduite (Up)	Xp calculé (mm)	K	Icxp+ (mm)	Icxp- (mm)
1984	24,5	1	0,01	-1,52	32,29	-1,63	35,91	28,68
1995	26,2	2	0,03	-1,24	35,53	-1,42	38,66	32,41
2014	37,3	3	0,05	-1,08	37,41	-1,30	40,27	34,55
2000	40,2	4	0,07	-0,96	38,84	-1,20	41,51	36,16
1993	41,3	5	0,09	-0,86	40,02	-1,12	42,56	37,48
1985	45,0	6	0,11	-0,77	41,07	-1,05	43,50	38,64
1998	45,2	7	0,14	-0,69	42,01	-0,99	44,35	39,67
1983	45,4	8	0,16	-0,62	42,89	-0,93	45,16	40,62
1976	45,5	9	0,18	-0,55	43,71	-0,88	45,92	41,49
1990	46,5	10	0,20	-0,48	44,49	-0,83	46,66	42,32
2004	46,6	11	0,22	-0,42	45,24	-0,78	47,38	43,10
2017	47,0	12	0,24	-0,36	45,97	-0,73	48,08	43,85
2011	47,5	13	0,26	-0,30	46,68	-0,68	48,78	44,58
2002	48,3	14	0,28	-0,24	47,37	-0,64	49,47	45,27
2012	48,7	15	0,30	-0,18	48,05	-0,59	50,15	45,95
1987	49,8	16	0,32	-0,12	48,73	-0,55	50,84	46,61
1977	50,0	17	0,34	-0,07	49,40	-0,50	51,53	47,26

Etude technique pour la construction du barrage de Lantaga dans la commune de Pilimpikou,  
province du Passoré, région du Nord, Burkina Faso.

1978	50,2	18	0,36	-0,01	50,06	-0,46	52,23	47,90
1999	51,1	19	0,39	0,05	50,73	-0,41	52,93	48,53
1996	51,2	20	0,41	0,10	51,40	-0,37	53,64	49,16
1980	51,4	21	0,43	0,16	52,07	-0,32	54,36	49,78
2018	54,6	22	0,45	0,22	52,75	-0,28	55,10	50,40
1974	55,9	23	0,47	0,28	53,44	-0,23	55,85	51,03
2001	56,1	24	0,49	0,34	54,13	-0,19	56,61	51,65
1992	56,6	25	0,51	0,40	54,84	-0,14	57,40	52,28
2013	57,3	26	0,53	0,46	55,56	-0,09	58,20	52,92
1981	58,0	27	0,55	0,52	56,30	-0,04	59,03	53,57
1979	58,2	28	0,57	0,59	57,06	0,01	59,89	54,23
2015	58,9	29	0,59	0,65	57,84	0,06	60,77	54,91
1970	59,7	30	0,61	0,72	58,65	0,11	61,69	55,60
2005	59,9	31	0,64	0,79	59,48	0,17	62,65	56,32
1986	60,0	32	0,66	0,86	60,35	0,22	63,65	57,06
1975	60,4	33	0,68	0,94	61,26	0,28	64,69	57,83
1972	60,9	34	0,70	1,02	62,21	0,35	65,79	58,63
1982	61,4	35	0,72	1,11	63,22	0,41	66,96	59,47
2006	61,5	36	0,74	1,20	64,28	0,48	68,20	60,36
2008	61,7	37	0,76	1,30	65,42	0,56	69,53	61,31
2009	63,7	38	0,78	1,40	66,64	0,64	70,96	62,33
2016	65,6	39	0,80	1,51	67,97	0,73	72,51	63,43
2010	68,6	40	0,82	1,64	69,43	0,83	74,22	64,63
1973	69,8	41	0,84	1,77	71,04	0,93	76,13	65,96
1994	70,4	42	0,86	1,93	72,87	1,05	78,28	67,46
1971	72,6	43	0,89	2,11	74,97	1,19	80,76	69,18
2003	73,2	44	0,91	2,32	77,47	1,36	83,72	71,22
1997	87,2	45	0,93	2,58	80,56	1,56	87,38	73,74
1991	88,8	46	0,95	2,93	84,65	1,83	92,24	77,06
2007	92,0	47	0,97	3,45	90,79	2,24	99,54	82,04
1988	102,4	48	0,99	4,56	103,85	3,11	115,10	92,61



Les quantiles ont été calculés pour des périodes de retour de 5, 10, 20, 50 et 100 en périodes sèche et humide. Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus.

Années	Période de retour	Probabilité de non dépassement	Variable U	Xp (mm)
<i>Années sèches</i>	100	0,01	-1,527	32,19
	50	0,02	-1,364	34,11
	20	0,05	-1,097	37,25
	10	0,1	-0,834	40,35
	5	0,2	-0,476	44,57
<i>Années humides</i>	5	0,8	1,500	67,83
	10	0,9	2,250	76,67
	20	0,95	2,970	85,14
	50	0,98	3,902	96,12
	100	0,99	4,600	104,34

A l'issue des opérations réalisées avec le solveur Excel, nous avons procédé de nouveau à une vérification des résultats obtenues. Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel Hyfran-Plus.

A l'issue de la manipulation nous obtenons les résultats présentés dans les figures suivantes.

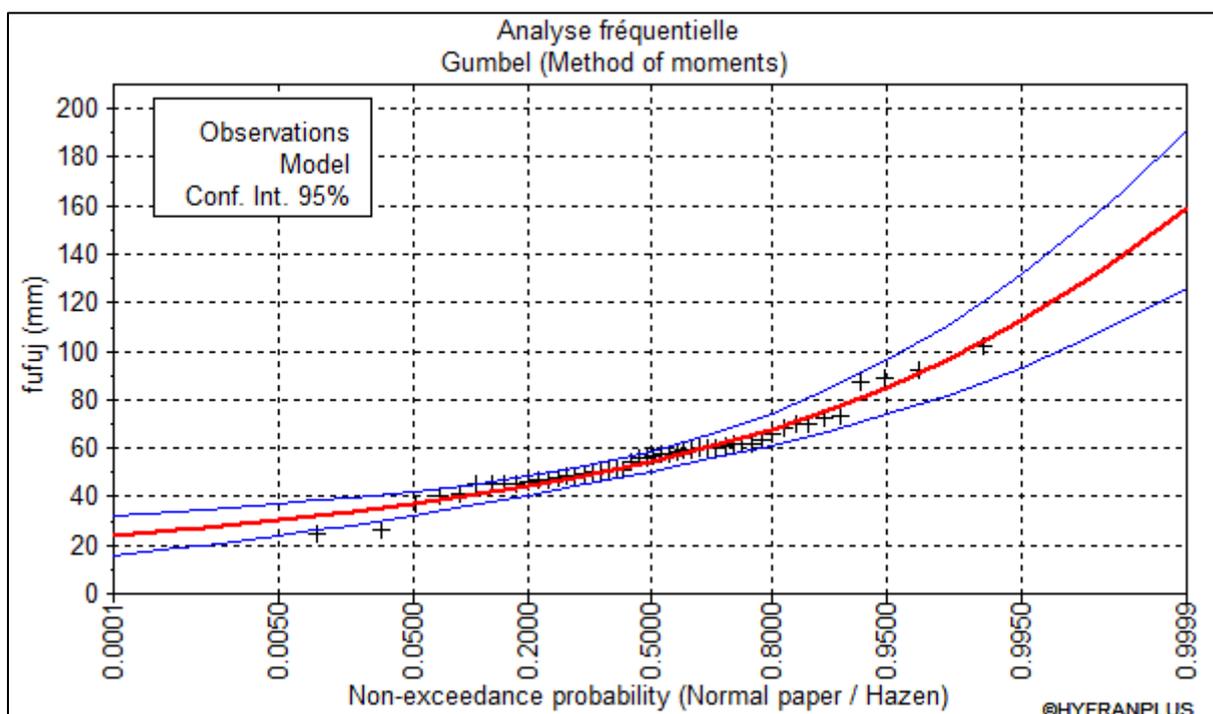
T	q	XT	Standard	Confidence interval
100.0	0.9900	104	8.55	87.6 - 121
50.0	0.9800	96.1	7.34	81.7 - 110
20.0	0.9500	85.1	5.75	73.9 - 96.4
10.0	0.9000	76.7	4.55	67.7 - 85.6
5.0	0.8000	67.8	3.37	61.2 - 74.4
3.0	0.6667	60.8	2.54	55.8 - 65.8
2.0	0.5000	54.5	2.00	50.6 - 58.4
1.4286	0.3000	48.0	1.84	44.4 - 51.6
1.2500	0.2000	44.6	1.96	40.7 - 48.4
1.1111	0.1000	40.4	2.26	35.9 - 44.8
1.0526	0.0500	37.3	2.57	32.2 - 42.3
1.0204	0.0200	34.1	2.92	28.4 - 39.8

q = non-exceedance probability

Estimated parameters  
 u : 50.1705  
 alpha : 11.7705

Confidence level: 95 %

Other return period      p.d.f.



Une comparaison des résultats des différentes méthodes montre que les valeurs acquises sont similaires, ce qui signifie que les calculs sont corrects et les résultats peuvent être exploités.

## Annexe 2: Etude hydrologique

### ❖ Caractérisation du bassin versant

La délimitation du bassin versant a été effectuée à l'aide du logiciel Global Mapper et ARCGIS à partir du modèle numérique de terrain. Il ressort que le bassin versant est caractérisé par une superficie de 70,39 km<sup>2</sup>, un périmètre de 49 km et des altitudes maximale et minimale de respectivement 538m et 307m.

Les différents paramètres sont présentés ci -dessous.

#### ○ Indice de compacité de Gravelus

$K_G = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$	$K_G = 0,282 \times \frac{49}{\sqrt{70,39}}$	$K_G = 1,65$
---	--	--------------

$K_G$  étant supérieure à 1,3 ( $K_G > 1,3$ ) alors le bassin est de forme allongée.

#### ○ Longueur du rectangle équivalent

C'est un rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant. Sa longueur est donnée par

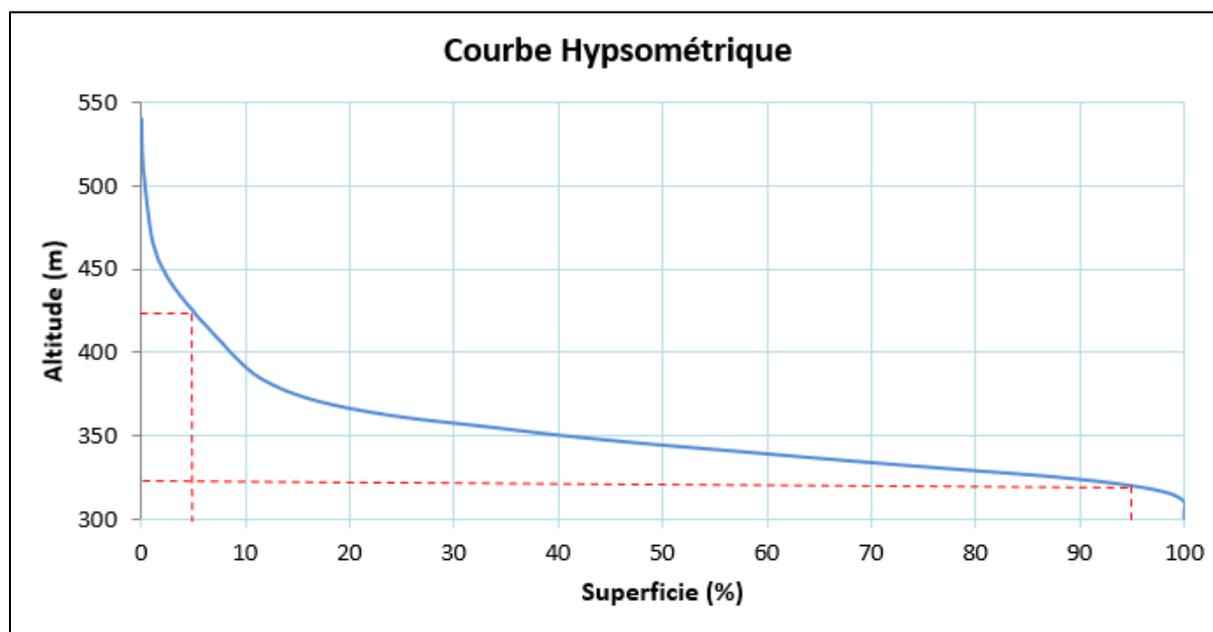
$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	$L_{eq} = \frac{49 + \sqrt{49^2 - 16 \times 70,39}}{4}$	$L_{eq} = 21,18 \text{ km}$
---	---	-----------------------------

#### ○ Courbe hypsométrique

Les données ayant servi à l'établissement de la courbe sont présentées dans le tableau suivant :

Altitudes (m)	Surfaces partielles (km <sup>2</sup> )	Surfaces cumulées (km <sup>2</sup> )	% cumullées
540	0,00	0,00	0,00
530	0,01	0,01	0,01
520	0,03	0,04	0,05
510	0,07	0,10	0,15
500	0,11	0,22	0,31
490	0,13	0,34	0,49
480	0,14	0,48	0,69
470	0,17	0,65	0,93
460	0,30	0,95	1,36

450	0,47	1,42	2,02
440	0,66	2,09	2,97
430	0,86	2,95	4,19
420	0,94	3,89	5,53
410	1,05	4,94	7,02
400	1,03	5,97	8,49
390	1,16	7,13	10,13
380	1,78	8,90	12,66
370	3,17	12,08	17,17
360	6,24	18,31	26,04
350	9,82	28,13	40,00
340	12,42	40,55	57,66
330	13,66	54,21	77,08
320	12,30	66,51	94,56
310	3,81	70,32	99,98
300	0,01	70,33	100,00



La courbe hypsométrique permet d'obtenir les hauteurs caractéristiques H5% et 95%.

H5% = 424m et H95% = 319,45m représentant respectivement les altitudes à 5% et 95% de la surface. La dénivelé  $D = H5\% - H95\%$ , sera utilisée dans le calcul du prochain paramètre.

○ **Indice global de pente**

$I_g(m/km) = \frac{D}{L}$	$I_g = \frac{424 - 319,45}{21,18}$	$I_g = 4,94 m/km$
---------------------------	------------------------------------	-------------------

○ **Pente transversale (IT) et indice global de pente corrigé ( $I_{g_{cor}}$ )**

La pente transversale It a été obtenue en faisant la moyenne de six (6) pentes transversales. Ces dernières ont été calculées à partir de profils tracés sur les versants du bassin, en prenant soin de répartir ces profils sur l'ensemble du bassin versant.

Profils	$\Delta H$ (m)	L (km)	Pentes (m/km)	Moyenne (m/km)
PT 1	39,50	3,4	11,62	13,88
PT 2	41,42	1,695	24,44	
PT 3	20,67	1,844	11,21	
PT 4	30,65	2,589	11,84	
PT 5	14,16	2,642	5,36	
PT 6	32,00	1,7	18,82	

IT = 13,88 m/km, on remarque que IT > 20%  $I_g(4,94)$  alors l'indice global de pente doit être corrigé.

La longueur du rectangle  $L_{eq} = 21,18$  km alors  $n=3$ .

$I_{g_{cor}} = \frac{[(n - 1) \times I_g + IT]}{n}$	$I_{g_{cor}} = \frac{[(3 - 1) \times 4,94 + 13,88]}{3}$	$I_{g_{cor}} = 7,92 \text{ m/km}$
---	---	-----------------------------------

○ **Dénivelé spécifique (Ds)**

Elle sert à caractériser le relief du bassin versant.

$Ds = I_{g_{COR}} \times \sqrt{S}$	$Ds = 7,92 \times \sqrt{70,39}$	$Ds = 66,47 \text{ m}$
------------------------------------	---------------------------------	------------------------

50m < Ds < 100m, le relief est modéré.

○ **Densité de drainage (Dd)**

$Dd = \frac{\text{Long. tot. cours d'eau}}{S}$	$Dd = \frac{87,97}{70,39}$	$Dd = 1,25 \text{ km/km}^2$
--	----------------------------	-----------------------------

○ **Pente longitudinale**

$I_{BV} (m/km) = \frac{26}{\sqrt{S}}$	$I_{BV} = \frac{26}{\sqrt{70,39}}$	$I_{BV} = 3,1 \text{ m/km}$
---------------------------------------	------------------------------------	-----------------------------

○ **Classe d'infiltrabilité du bassin versant**

La considération des caractères d'état de surface révèle que le bassin versant est de classe RI ou P3 (*bassins assez imperméables ou bassins homogènes assez peu imperméables*).

❖ **La crue de projet**

**Méthode ORSTOM**

○ **Coefficient d'abattement**

Il est déterminé à partir de la formule de VUILLAME.

$A = 1 - \left[ \frac{161 - 0,042 \times \overline{Pan}}{100} \right]$	$A = 1 - \left[ \frac{161 - 0,042 \times \overline{663,81}}{100} \right]$	$A = 0,75$
--	---	------------

○ **Coefficient de ruissèlement Kr10**

La pluie décennale ponctuelle P<sub>10</sub> étant différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissèlement Kr<sub>10</sub> est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de Kr<sub>70</sub> et Kr<sub>100</sub>. Ces valeurs sont déterminées à partir de formules analytiques de forme générale :

$$Kr_{70} \text{ ou } Kr_{100} = \frac{a}{(S + b)} + c$$

Kr<sub>70</sub> et Kr<sub>100</sub> sont déterminés pour Ig<sub>cor</sub>=7,92 à partir de l'interpolation entre Ig=7 et Ig=15 dont les paramètres sont connus. Ces paramètres a, b et c sont fonction de la superficie du bassin (supérieure à 10km<sup>2</sup>), la classes d'infiltrabilité (RI) et pour différentes valeurs de l'indice global de pente.

		Paramètres			Coefficient de ruissèlement
Kr <sub>70</sub>	Ig	a	b	c	Kr <sub>70</sub>
	15	329	18,5	16,5	20,20
	7,92				17,55
	7	239	17,7	14,5	17,21
Kr <sub>100</sub>	Ig	a	b	c	Kr <sub>100</sub>
	15	421	20,5	17,5	22,13
	7,92				18,76
	7	300	20	15	18,32
Kr <sub>10</sub>	<b>17,99%</b>				

○ **Temps de base  $Tb_{10}$**

Le temps de base  $Tb_{10}$  est obtenu après interpolation entre les valeurs de  $I_g$  encadrant l'indice de pente du bassin versant analysé.  $Tb_{10}$  est donné par la formule suivante :

$$Tb_{10} = a \times S^{0,35} + b$$

L'expression du temps de base est fonction de la zone climatique, de l'indice global de pente et de la superficie du bassin versant. Pour  $I_{g_{cor}} = 7,92$  m/km, un bassin versant de  $70,39$  km<sup>2</sup> situé en zone sahélienne, les relations utilisées sont présentées dans le tableau qui suit.

Pour $I_g = 7$ m/km	$Tb_{10} = 126 \times 79,39^{0,35} + 100$	$Tb_{10} = 658,5$ mn
Pour $I_g = 10$ m/km	$Tb_{10} = 81 \times 70,39^{0,35} + 80$	$Tb_{10} = 439$ mn
Pour $I_g = 7,92$ m/km	$Tb_{10} = 591$ mn	

○ **Temps de monté  $Tm_{10}$**

Le temps de monté  $Tm_{10}$  est également obtenu après interpolation entre les valeurs de  $I_g$  encadrant l'indice de pente du bassin versant étudié.  $Tm_{10}$  est donné par la formule suivante :

$$Tm_{10} = a \times S^{0,35} + b$$

Les relations utilisées sont présentées dans le tableau qui suit.

Pour $I_g = 7$ m/km	$Tm_{10} = 32 \times 79,39^{0,35} + 23$	$Tm_{10} = 164,8$ mn
Pour $I_g = 15$ m/km	$m = 13 \times 79,39^{0,35} + 15$	$Tm_{10} = 72,6$ mn
Pour $I_g = 7,92$ m/km	$Tm_{10} = 154,2$ mn	

○ **Détermination de la crue décennale ORSTOM**

Le débit de pointe ou débit maximal total  $Q_{10}$  comprend le débit maximal de ruissellement  $Qr_{10}$  et le débit dû à l'écoulement retardé  $Qret_{10}$ .  $Q_{10} = Qr_{10} + Qret_{10}$ .

En région sahélienne, le second terme ( $Qret_{10}$ ) n'est jamais très important. Pour en tenir compte, on appliquera vu que le bassin est de classe d'infiltrabilité RI la relation suivante :

$$Q_{10} = 1,05 \times Qr_{10}$$

$Qr_{10} = \frac{A \cdot P_{10} \cdot Kr_{10} \cdot \alpha_{10} \cdot S}{Tb_{10}}$	$= \frac{0,75 \times 76,7 \times 0,18 \times 2,6 \times 79,39 \times 1000}{336,4 \times 60}$	$Qr_{10} = 53,7$ m <sup>3</sup> /s
$Q_{10} = 1,05 \times Qr_{10}$	$= 1,05 \times 53,7$	$Q_{10} = 56,4$ m <sup>3</sup> /s

### Méthode CIEH

La méthode CIEH est une méthode statistique proposée par Puech et Chabi-Gonni basée sur l'étude de 162 bassins versants.

La détermination de  $Q_{10}$  est basée sur un schéma de régression multiple et  $Q_{10}$  est donnée par la formule suivante :

$$Q_{10} = a \cdot S^s \cdot \overline{Pan}^p \cdot I_g^i \cdot kr_{10}^k \cdot Dd^d$$

a, s, p, i, k, d sont des coefficients déterminés par une méthode de régression linéaire multiple. L'application de cette méthode est basée sur le choix d'équations suivant des critères tels le régime climatique, la situation géographique du bassin versant, etc.

Les équations choisies (à partir du tableau 11 manuel *Crue et Apport, FAO page 70*) sont bien indiquées pour le Burkina Faso et pour la zone du projet. Elles sont présentées dans le tableau suivant.

Equations	Coefficients				Q10 ( m3/s)	Q10 CIEH (m3/s)
	a	s	i	k		
10	0,0833	0,696	0,953	0,534	54,11	<b>56,07</b>
12	0,095	0,643	0,406	1,038	68,13	
18	0,0678	0,661	0,412	1,105	64,51	
40	0,254	0,462	0,101	0,976	37,51	

Après avoir calculé le débit de crue décennale à travers la méthode ORSTOM et la méthode CIEH, nous avons obtenu des valeurs de débit différentes. Ainsi :

$$Q_{10} \text{ ORSTOM} = 56,4 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{et} \quad Q_{10} \text{ CIEH} = 56,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ces méthodes étant issues d'approches différentes, en faire une moyenne n'est pas indiqué. Nous retenons comme débit décennal, le débit maximal obtenu des deux méthodes. Alors :

<b><math>Q_{10} = 56,4 \text{ m}^3/\text{s}</math></b>
--

### Crue de projet par la méthode du GRADEX

La méthode du GRADEX (Grésillon et al, 1977) est utilisée pour calculer le coefficient C de passage à la crue centennale dans la sous-région. Le coefficient C est fonction des précipitations de même temps de retour pour le temps de base caractéristique du bassin versant. Les détails sont présentés ci-après.

$C = 1 + \frac{P_{100} + P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{Tb_{10}}{24}\right)^{0,12}}{Kr_{10}}$	$C = 1 + \frac{104 + 76,7}{76,7} \times \frac{\left(\frac{591}{60 \times 24}\right)^{0,12}}{0,18}$	$C = 2,78$
$Q_{100} = C \times Q_{10}$	$Q_{100} = 2,78 \times 56,4$	$Q_{100} = 156,64 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{100} = 156,64 \text{ m}^3/\text{s}$$

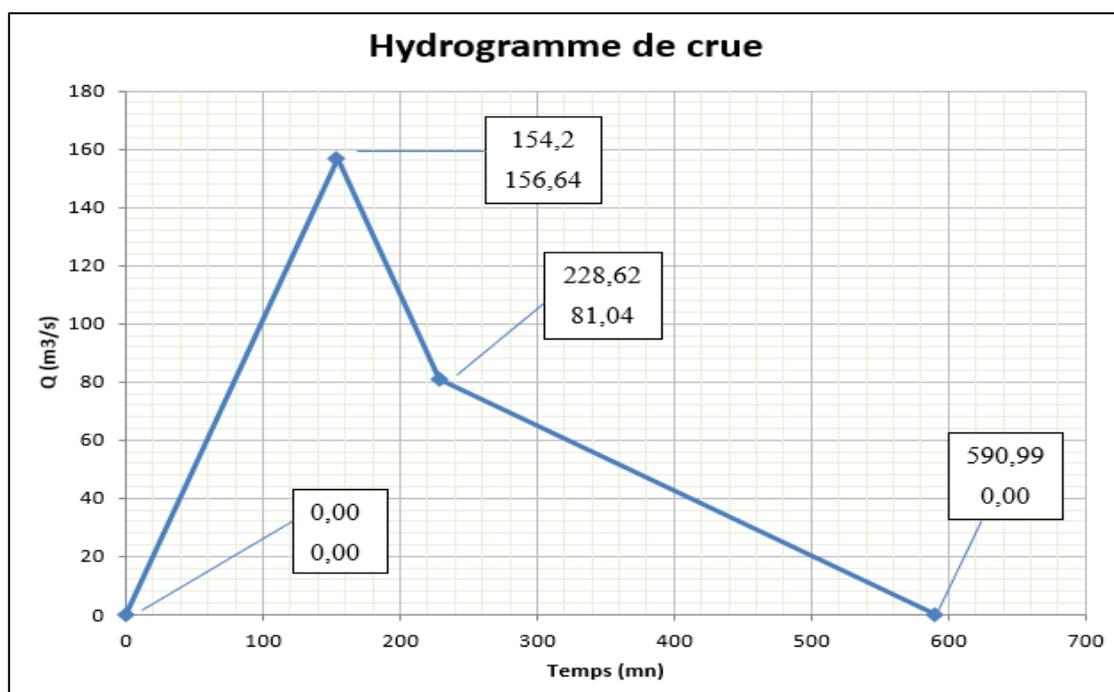
### ❖ Hydrogramme de crue

La détermination du débit de discontinuité s'est faite selon la formule suivante :

$Q_d = \frac{Q_p \times 2 (Tb_{10} - \alpha_{10} \times Tm_{10})}{\alpha_{10} (Tb_{10} - 2 \times Tm_{10})}$	$= \frac{274,53 \times 2 \times (591 - 2,6 \times 154,2)}{2,6 \times (591 - 2 \times 154,2)}$	$Q_d = 81,04 \text{ m}^3/\text{s}$
--	---	------------------------------------

Le tableau suivant regroupe les caractéristiques de l'hydrogramme de crue.

Désignation	Unité	Valeur
Temps de base Tb10	mn	591
Temps de montée Tm10	mn	154,2
Débit maximal Qmax	m <sup>3</sup> /s	156,64
Débit de discontinuité Qd	m <sup>3</sup> /s	81,04
Equation de la droite de montée	Y = -1,24X + 354	
Temps du débit de discontinuité	mn	228,6



### ❖ Calcul des apports liquides

Pour la détermination des apports liquides du bassin versant, deux méthodes ont été utilisées : la méthode RODIER et la méthode de COUTAGNE.

#### ○ Méthode RODIER

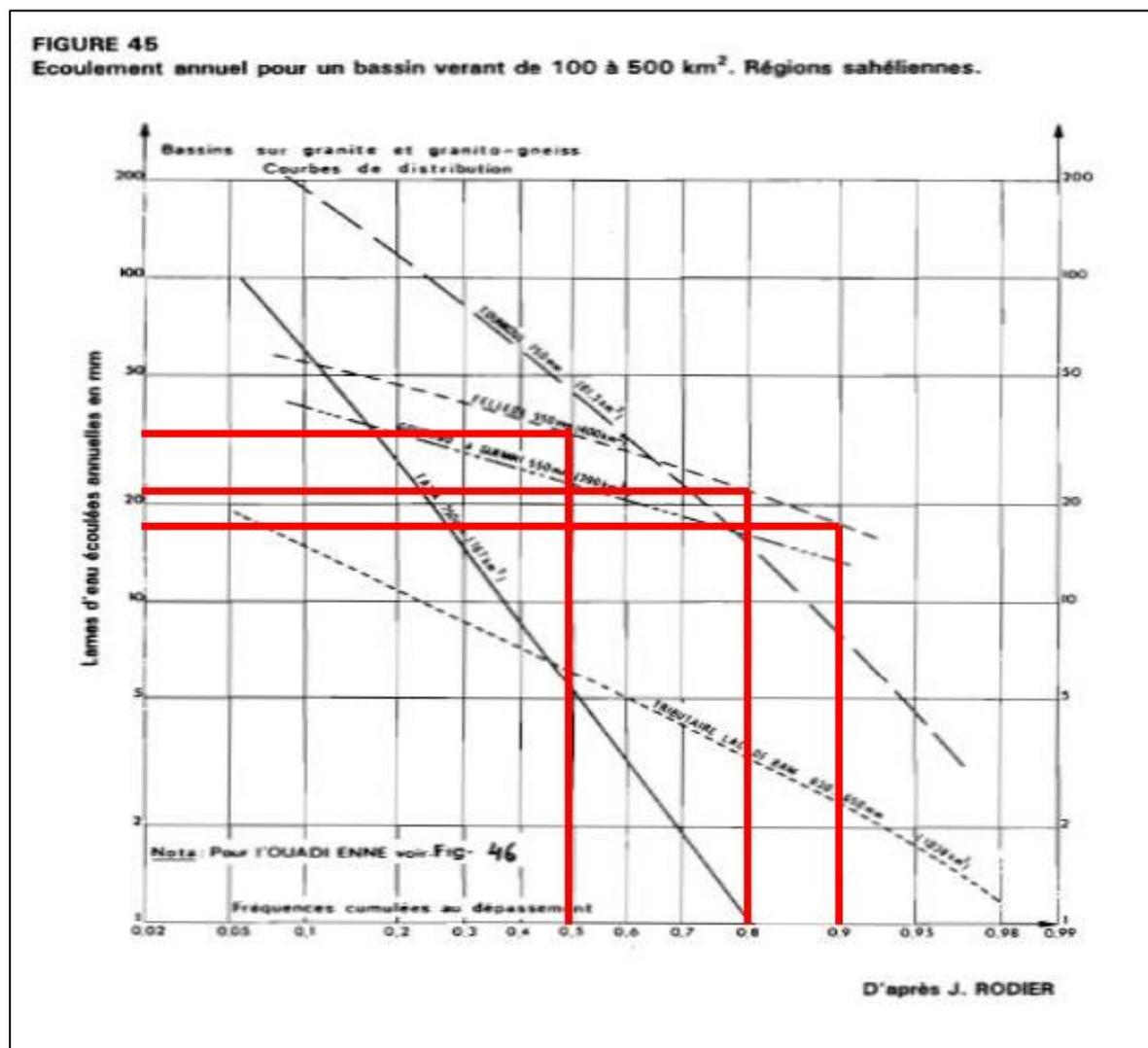
La méthode consiste à identifier, dans le catalogue des bassins-type, celui ou ceux ayant les caractéristiques les plus voisines du bassin étudié pour estimer ainsi l'écoulement annuel de ce dernier.

Le bassin versant type identifié est celui de Felléol (Oudalan, Burkina Faso) dont les caractéristiques sont présentées ci-dessous.

- Forte proportion de sols argileux et argilo-sableux ;
- Réseau hydrographique mal marqué ;
- Superficie = 400 km<sup>2</sup> , Pmed = 550 mm, Kmed=6% ;
- Pente faible.

Le coefficient d'écoulement se calcule par la formule  $K_e = \frac{Le}{Pmed}$  et le volume des apports est obtenu par la relation :  $V_e(m^3) = S(km^2) \times Le(mm) \times 1000$

Période de retour	Superficie (km <sup>2</sup> )	Pluviométrie Pmed (mm)	Lame d'eau écoulee (mm)	Ke (%)	Volume Apport (m <sup>3</sup> )
Année moyenne	70,39	643,73	35	5,44	2 463 580,0
5 ans	70,39	530	24	4,53	1 689 312,0
10 ans	70,39	485	20	4,12	1 407 760,0



○ **Méthode de COUTAGNE**

Cette méthode consiste à déterminer le déficit d'écoulement en fonction du paramètre ( $\lambda$ ) et de la température moyenne annuelle afin de déterminer les apports liquides. La procédure utilisée est décrite ci-dessous.

$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 \times T}$	$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 \times 29}$	$\lambda = 0,21$
$D(m) = P(m) - \lambda P^2(m)$		
$Le(m) = P(m) - D(m)$		
$K_e = \left(\frac{Le}{P}\right) \times 100$		
$V_e = S(km^2) \times K_e \times P(mm)$		
Température T=29°C		

<b>Période de retour (année)</b>	<b>Pluviométrie (mm)</b>	<b>Alpha</b>	<b>D (m)</b>	<b>Lame écoulée (mm)</b>	<b>Ke</b>	<b>Volume Apport (m<sup>3</sup>)</b>
Année moyenne	664	0,21	0,57	90,72	0,14	6 385 553
5 ans	559	0,21	0,49	64,30	0,08	3 167 991
10 ans	504	0,21	0,45	52,27	0,05	1 839 473

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus de l'application des deux méthodes.

<b>Période de retour</b>	<b>Méthode RODIER Ve(m<sup>3</sup>)</b>	<b>Méthode de OUTAGNE Ve (m<sup>3</sup>)</b>
Année moyenne	2 463 580	6 385 553
5 ans	1 689 312,	3 167 991
10 ans	1 407 760	1 839 473

A considérer les résultats obtenus des deux méthodes, on constate que les apports calculés suivant la méthode RODIER sont plus faibles pour toutes les périodes de retour. Pour la poursuite de notre travail, nous utiliserons les apports liquides de la Méthode RODIER en année décennales  $V_e = 1\,407\,760,0 \text{ m}^3$  par précaution afin de ne pas surdimensionner les ouvrages.

### Annexe 3: Etude de la cuvette

#### ❖ Evaluation des apports solides

Pour l'évaluation des apports 3 formules ont été utilisées.

La formule de H KARAMBIRI :  $D_1 = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,2} * S^{-0,05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]^{1,15}$

La formule J M GRESILLON :  $D_2 = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1}$

La formule L.C GOTTSCHALK  $D_3 = 260 * S^{-0,1}$

Formules	Surface (km <sup>2</sup> )	Pan (mm)	Dégradation (m <sup>3</sup> /k <sup>2</sup> /an)	Volume (m <sup>3</sup> /an)	Volume (m <sup>3</sup> /30 ans)
KARAMBIRI	70,388	663,81	138,53	9 750,60	292 517,92
GOTTSCHALK			169,91	11 959,75	358 792,51
GRESILLON			245,24	17 261,83	517 854,94
MOYENNE				<b>12 990,73</b>	<b>389 722</b>

#### ❖ Calcul des pertes et besoins

##### ○ Evaluation des pertes

Elles sont constituées des pertes par évaporation et par infiltration.

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
<b>Evap Ebac(mm)</b>	259,7	288	291,9	311	332,9	410,6	407,9
<b>Evap Elac (mm)</b>	183,05	197,36	198,97	198,50	215,35	241,17	243,37
<b>Infiltrations (mm)</b>	45	46,5	46,5	42	46,5	45	46,5
<b>Pertes (mm)</b>	0,23	0,24	0,25	0,24	0,26	0,29	0,29

##### ○ Evaluation des besoins

##### -Besoins pastoraux

Espèce	Effectif 2020	Taux de croissance (%)	Effectif 2050	Consom Spécifique (l/jr)	Consom/ mois (m <sup>3</sup> )	15% de majoration	Besoins mensuels(m <sup>3</sup> )
Bovins	567	2	1078	50	1618	243	1860
Caprins	6717	3	17119	5	2568	385	2953
Ovins	9759	3	11210	5	1682	252	1934

**-Besoins agricoles**

Spéculations	Paramètres	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr
OIGNON		30	31	31	28	30	-
	Kc/mois	0,60	0,99	1,05	0,88	0,85	
	ET0 (mm)	162,52	166,80	168,92	172,06	192,19	
	ETM (mm)	98,3	164,3	177,4	152,1	163,4	
	Pluie (mm)	0,21	0,03	0,20	0,31	3,17	
	Pefff	0,1	0,0	0,1	0,2	1,9	-
	BN (mm)	98,2	164,3	177,2	151,9	161,5	-
	Ea	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	-
	BB (mm)	140,2	234,7	253,2	217,0	230,7	-
	BB (m <sup>3</sup> /ha)	1402,5	2346,8	2532,0	2169,9	2306,6	-
	Besoin total (m <sup>3</sup> /s)	10 757,77					
TOMATE	durée	30	31	31	28	31	29
	Kc/mois	0,45	0,725	0,90	1,15	1,26	0,8
	ET0 (mm)	162,52	166,80	168,92	172,06	198,60	192,20
	ETM (mm)	73,1	120,9	152,8	197,9	250,4	153,8
	Pluie (mm)	0,21	0,03	0,20	0,31	3,17	18,32
	Pefff	0,1	0,0	0,1	0,2	1,9	11,0
	BN (mm)	73,0	120,9	152,7	197,7	248,5	142,8
	Ea	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
	BB (mm)	121,7	172,7	218,2	282,4	355,0	204,0
	BB (m <sup>3</sup> /ha)	1216,8	1727,3	2181,7	2824,1	3549,6	2039,5
	Besoin total (m <sup>3</sup> /s)	13 538,97					
COCOMBRE	Durée	30	31	31	28	10	
	Kc/mois	0,52	0,79	1,05	0,88	0,85	-
	ET0 (mm)	162,52	166,80	168,92	172,06	64,06	
	ETM (mm)	85,2	130,9	177,4	152,1	54,5	
	Pluie (mm)	0,21	0,03	0,20	0,31	3,17	
	Pefff	0,1	0,0	0,1	0,2	1,9	-
	BN (mm)	85,1	130,9	177,2	151,9	52,6	-

Etude technique pour la construction du barrage de Lantaga dans la commune de Pilimpikou, province du Passoré, région du Nord, Burkina Faso.

	Ea	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	-
	BB (mm)	121,5	187,0	253,2	217,0	75,1	-
	BB (m <sup>3</sup> /ha)	1215,2	1870,2	2532,0	2169,9	750,8	-
	Besoin total (m <sup>3</sup> /s)	8 538,15					

La spéculation consommant le plus d'eau est la tomate et donc la plus contraignante. C'est pourquoi le besoin en eau de cette plante, sera étendu sur l'ensemble de l'aménagement agricole de 30ha.

Besoins agricoles pour 30 hectares						
Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril
<b>Besoins en eau (m<sup>3</sup>)</b>	36 504,1	51 818,2	65 451,6	84 721,6	106 488,0	61 185,5

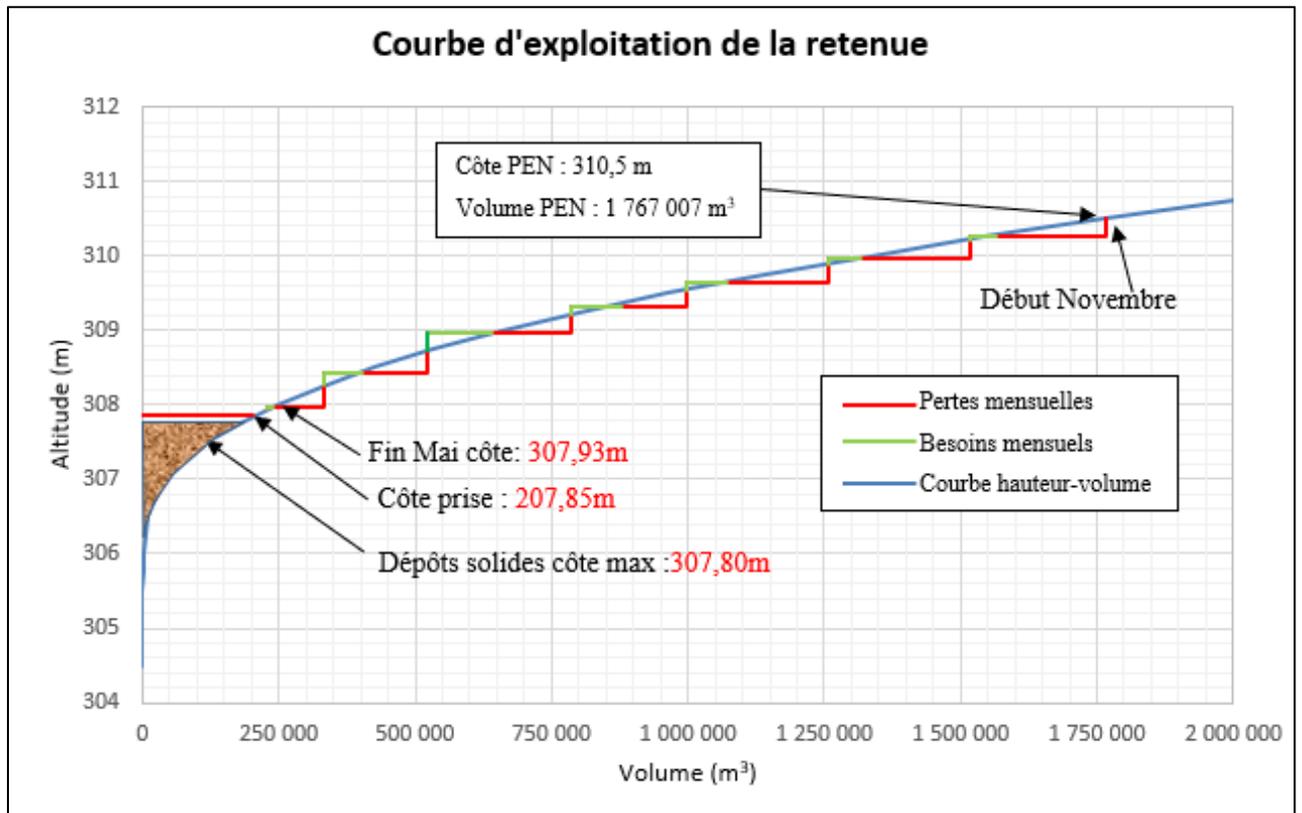
**-Besoins humains**

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
<b>Nbr de jours</b>	30	31	31	28	31	30	31
<b>Cons spécif (l)</b>	20	20	20	20	20	20	20
<b>Consommation mensuel (m<sup>3</sup>)</b>	2902	2998	2998	2708	2998	2902	2998

❖ **Courbe d'exploitation de la retenue**

Elle est établie sur la base de tous les besoins et pertes de la retenue.

Besoins	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
Agricole	36504	51818	65452	84722	106488	61186	-
Pastoraux	5867	6063	6063	5476	6063	5867	6063
Humains	2902	2998	2998	2708	2998	2902	2998
Perte par évaporation et infiltration (mm)	228	244	245	241	262	286	290
Volume d'eau de la cuvette fin du mois (m <sup>3</sup> )	1 519 204	1 256 441	997 301	785 944	524 056	333 049	230 651



#### Annexe 4: Conception et dimensionnement de la digue

##### ❖ Caractéristiques de la digue

###### ○ Calcul de la revanche R

La hauteur des vagues $h_v$	$h_v = 0,75 + 0,34\sqrt{f} - 0,36^4\sqrt{f}$	$h_v = 0,75 + 0,34\sqrt{1,25} - 0,36^4\sqrt{1,25}$	$h_v=0,77\text{m}$
La vitesse des vagues $V_v$	$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \times h_v$	$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \times 0,77$	$V_v=2.01\text{m/s}$
La revanche R	$R = A \left( h_v + \frac{V_v^2}{2g} \right)$	$R = 0,75 \left( 0,77 + \frac{2,01}{2 \times 9,81} \right)$	$R=0,73\text{m}$

###### ○ La hauteur de la digue $H_d$

$H_d = H_r + R + h$	$H_d = 5 + 0,77 + 0,73$	$H_d = 6,50\text{m}$
---------------------	-------------------------	----------------------

###### ○ La largeur en crête

PREECE	$L_c = 1,1\sqrt{H_d} + 1$	$L_c = 1,1\sqrt{6,5} + 1$	$L_c=3,80\text{m}$
KNAPPEN	$L_c = 1,65\sqrt{H_d}$	$L_c = 1,65\sqrt{6,5}$	$L_c=4,20\text{m}$

Nous retenons une largeur en crête  $L_c = 4,50\text{m}$ .

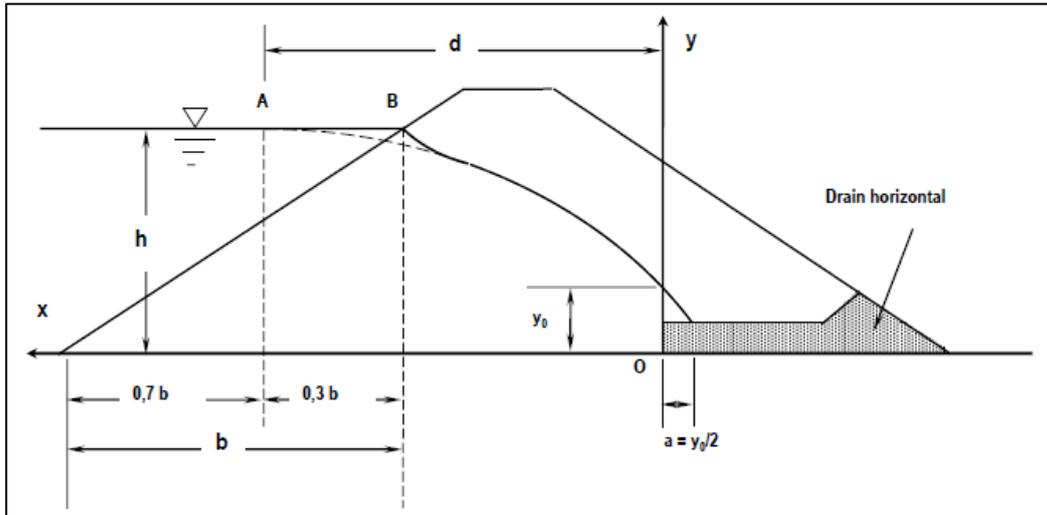
###### ○ La largeur en base $L_b$

$L_b = L_c + H_d \left( \frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2} \right)$	$L_b = 4,5 + 6,5(2,5 + 2,5)$	$L_b= 37\text{m}$
--	------------------------------	-------------------

###### ○ Dimensionnement du drain

Le débit de fuite du corps du remblai n'étant pas nul, il est indispensable de mettre un drain afin d'évacuer cette eau qui peut à la longue être nuisible pour la digue et la fondation.

Les différentes dimensions du drain sont obtenues après détermination des différents paramètres de la parabole de KOZENY. Les calculs sont consignés dans le tableau suivant.



Les caractéristiques des matériaux :

- Perméabilité du remblai argileux :  $k_r = 8,7 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$
- Perméabilité du drain (sable)  $k_d = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$

Longueur du drain à mettre en place	$L_d = \frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{3}$	$L_d = \frac{1}{4}$	$L_d = 9,25 \text{ m}$
Calcul du paramètre b	$b = \frac{H_r}{\tan \alpha}$	$b = \frac{5}{0,4}$	$b = 12,50 \text{ m}$
Calcul du paramètre d	$d = L_b - L_d - 0,7b$	$d = 37 - 9,25 - 0,7 \times 12,5$	$d = 19 \text{ m}$
Détermination de $y_0$	$y_0 = \sqrt{(H_r^2 + d^2)} + d$	$y_0 = \sqrt{(5^2 + 19^2)} + 19$	$Y_0 = 0,65 \text{ m}$
Débit de fuite	$q = k_r \times y_0$	$q = 8,7 \cdot 10^{-11} \times 0,65$	$q = 5,6 \cdot 10^{-11}$
Epaisseur du drain	$e = 2 \times \sqrt{\left(\frac{q \times L_d}{k_d}\right)}$	$e = 2 \times \sqrt{\left(\frac{5,6 \cdot 10^{-11} \times 9,25}{1 \cdot 10^{-6}}\right)}$	$e = 0,05 \text{ m}$

L'épaisseur du drain e retenue est de 50 cm. (e=50cm)

$L_d = 9,25 \text{ m} ; e = 50 \text{ cm}$

❖ **Protection des talus**

L'épaisseur des enrochements est calculée selon la formule suivante :

$$e = 1,5 \times D_{50}$$

Désignation	Valeurs
Hauteur des vagues	0,77 m
D <sub>50</sub>	0,30m
Epaisseur des enrochements e	0,45m
Epaisseur retenue des enrochements amont	45 cm
Epaisseur retenue des enrochements aval	45 cm

La valeur de D<sub>50</sub> est fonction de la hauteur des vagues. Pour h<sub>v</sub>=0,77m, alors D<sub>50</sub>=0,3m. Les correspondances sont affichées dans le tableau suivant :

Hauteur des vagues [m]	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement [m]	D <sub>50</sub> minimum [m]
0 à 0,30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

## Annexe 5: Le déversoir

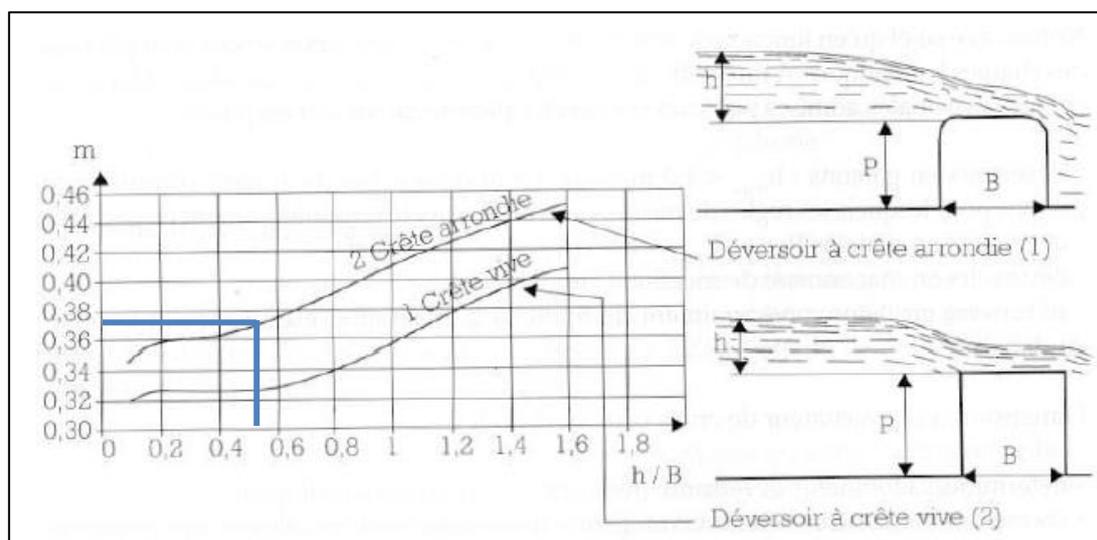
Dans le cadre de cette étude, un déversoir trapézoïdal avec une charge en amont du déversoir  $h = 0,77$  m en béton cyclopéen a été retenu. La méthode (EIER/CIEH) sera utilisée pour son étude.

La longueur du déversoir sera déterminée plus bas à l'aide du laminage de crue.

### ○ Laminage de crue

Nous avons utilisé la méthode EIER-CIEH du  $X_0$  avec les données suivantes :

- Surface du plan d'eau normale  $S = 888\,112$  m<sup>2</sup>
- La charge sur le seuil du déversoir  $h = 0,77$  m
- La largeur en crête du seuil  $b = 1,5$  m
- Le coefficient de débit  $m = 0,39$
- Temps de montée  $T_{m_{10}} = 94,5$  m
- Débit maximum de l'hydrogramme de crue  $Q_{\max} = 274,53$  m<sup>3</sup>/s



La procédure de laminage s'appuie sur la réalisation d'opérations successives jusqu'à l'atteinte d'une convergence des valeurs de la longueur du déversoir. Cette procédure est présentée ci-après.

### Méthodologie pratique

- Calculer  $L_1$  sans tenir compte de l'effet de laminage

$$Q_{c_{max}} = m * L_1 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$$

- Calculer  $x_{01}$  puis  $\log_{10}x_{01}$ :  $x_{01} = \frac{m^2 g L_1^2 Q_{c_{max}} t_m^3}{S^3}$

- Lire  $\beta_1$  sur l'abaque et calculer  $Q_{emax} = \beta_1 Q_{c_{max}}$

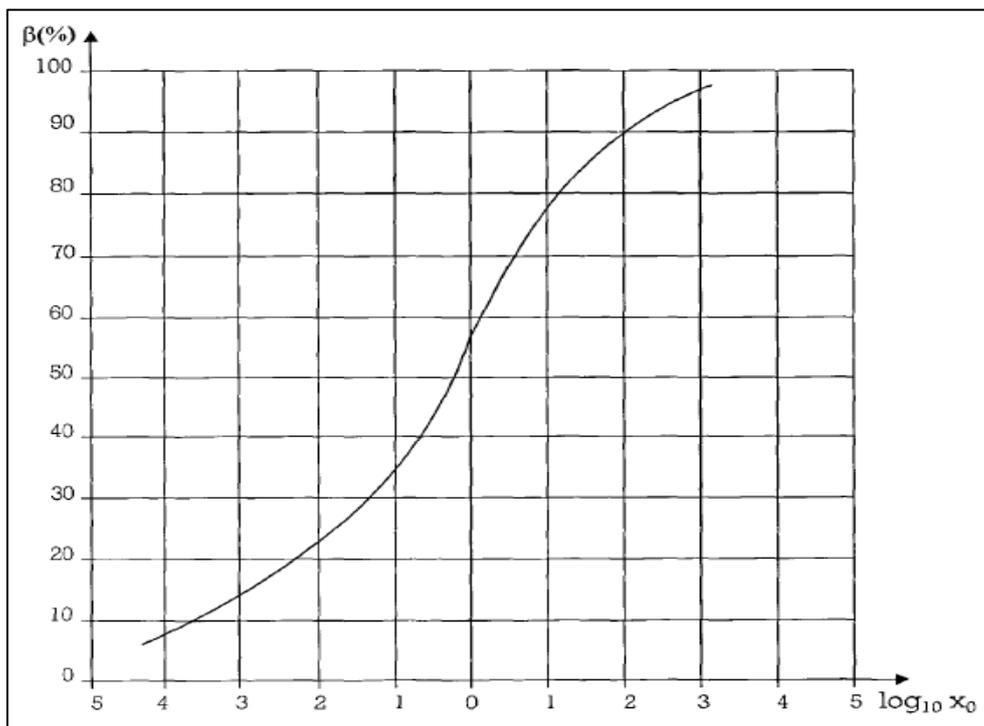
- Calculer  $L_2$  avec :  $\beta_1 Q_{c_{max}} = m * L_2 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$

- Recommencer le calcul avec  $L_2$ :  $x_{02} = \frac{m^2 g L_2^2 Q_{c_{max}} t_m^3}{S^3}$  puis  $\log_{10}x_{02}$

- Calculer  $Q_{emax} = \beta_2 Q_{c_{max}}$  et  $L_3$ :  $\beta_2 Q_{c_{max}} = m * L_3 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$

et ainsi de suite par itérations successives, jusqu'à obtenir une valeur convergente de  $L$ .

L'effet de laminage est sous la forme d'un coefficient  $\beta$ . Il représente le rapport entre le débit de crue et le débit évacué. Il est déterminé par sa lecture dans un abaque (ci-dessous).



Itération	Q(m3/s)	L	Xoi	Log(xi+1)	βi+1
1	156,64	132,92	4,36	0,63	0,71
2	111,2	94,37	2,20	0,34	0,64
3	100,2	85,07	1,78	0,25	0,61
4	95,5	81,08	1,62	0,2	0,58
5	90,9	77,09	1,47	0,16	0,57
6	89,3	75,76	1,42	0,15	0,56
7	87,7	74,43	1,37	0,13	0,56
8	87,7	74,43	1,37	0,13	0,56

Le laminage donne une longueur de déversoir de 87,7 m. nous décidons de considérer une longueur de déversoir de 90 m. Cela pour assurer une sécurité de l'ouvrage du fait de l'incertitude des réalités hydrauliques et des facteurs liés au changement climatique.

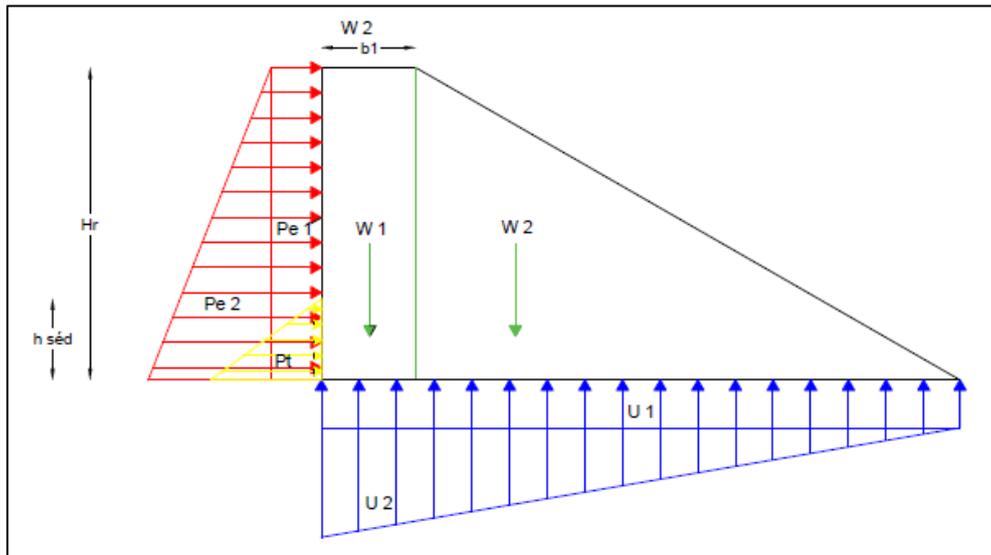
Longueur du déversoir : $L_{dev} = 90$ m
--

#### ○ Dimensionnement du déversoir

Il s'agit de vérifier la résistance du déversoir avec une marge de sécurité suffisante aux actions déstabilisatrices dues essentiellement à la poussée de l'eau et aux sous-pressions.

Pour les besoins de calcul, les hypothèses et données suivantes sont prises en compte :

Désignation	Valeur (m)	Unité
Hauteur du déversoir	5	m
Largeur en crête $b_1$	1,5	m
Hauteur des sédiments $h_{séd}$	1,3	m
Poids volumique de l'eau : $\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique du béton : $\gamma_b$	24	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturée des sédiments : $\gamma_{séd}$	18	kN/m <sup>3</sup>
Résistance caractéristique du béton $f_{c28}$	20	MPa



La figure ci-dessus présente les différentes forces qui agissent au niveau du déversoir.

Les opérations de vérifications de la stabilité du déversoir sont regroupées dans le tableau suivant.

Désignation	Formule	Application	Résultat
<b>Calculs des forces</b>			
W <sub>1</sub> (kN/ml)	$W_1 = \gamma_b \times b_1 \times H_r$	$= 24 \times 1,5 \times 5$	180
W <sub>2</sub> (kN/ml)	$W_2 = \gamma_b \times H_r^2 \times \tan_{\alpha}/2$	$= 24 \times 5^2 \times \tan_{60}/2$	519,62
Poids propre du déversoir W (kN/ml)	$W = (2b_1 + H_r \tan_{\alpha}) \frac{H_r}{2} \gamma_b$	$= (2 \times 1,5 + 5 \times \tan_{60}) \frac{5}{2} \times 24$	699,62
Pression hydrostatique interne U1 (kN/ml)	$U_1 = \gamma_w \times h_a \times b_2$	$= 10 \times 0,9 \times 10,16$	91,44
Pression hydrostatique interne U2 (kN/ml)	$U_2 = \frac{\gamma_w \times (H_r + h) \times b_2}{2}$	$= \frac{10 \times (5 + 0,77) \times 10,16}{2}$	293,12
Pression hydrostatique interne totale U (kN/ml)	$U = U_1 + U_2$	$= 91,44 + 293,12$	384,56
Poussée hydrostatique externe (surcharge) Pe <sub>1</sub> (kN/ml)	$Pe_1 = \gamma_w \times h \times H_r$	$= 10 \times 0,77 \times 5$	38,5
Poussée hydrostatique externe (retenue) Pe <sub>2</sub> (kN/ml)	$Pe_2 = \frac{\gamma_w \times (H_r + h) \times H_r}{2}$	$= \frac{10 \times (5 + 0,77) \times 5}{2}$	125,25
Poussée hydrostatique externe totale (kN/ml)	$Pe = Pe_1 + Pe_2$	$= 38,5 + 125,25$	163,75
Poids des terres (sédiments) P <sub>t</sub> (kN/ml)	$P_t = Ka \times \frac{1}{2} \gamma_{séd} \times h_{séd}^2$	$= 0,33 \times \frac{1}{2} \times 18 \times 1,2^2$	4,27
<b>Calculs des moments</b>			
Moment W <sub>1</sub> (kN.m/ml)	$M_{/B}(W_1) = W_1 \times \left(b_2 - \frac{b_1}{2}\right)$	$= 180 \times \left(10,16 - \frac{1,5}{2}\right)$	1693,8

Moment $W_2$ (kN.m/ml)	$M_{/B}(W_2) = W_1 \times \frac{2}{3}(b_2 - b_1)$	$= 519,62 \times \frac{2}{3} \times (10,16 - 1,5)$	2999,94
Moment $W$ (kN.m/ml)	$M_{/B}(W) = M_{/B}(W_1) + M_{/B}(W_2)$	$= 1693,8 + 2999,94$	4693,74
Moment dû à la Pression hydrostatique interne $U$ (kN.m/ml)	$M_{/B}(U) = U_1 \times \frac{b_2}{2} + U_2 \times \frac{2b_2}{3}$	$= 91,44 \frac{10,16}{2} + 293,12 \frac{2 \times 10,16}{3}$	2449,91
Moment dû à la poussée hydrostatique externe	$M_{/B}(Pe) = Pe_1 \times \frac{H_r}{2} + Pe_2 \times \frac{H_r}{3}$	$= 38,5 \times \frac{5}{2} + 125,25 \frac{5}{3}$	305
Moment dû à la poussée des sédiments / B (kN.m/ml)	$M_{/B}(P_t) = P_t \times \frac{h_{séd}}{3}$	$= 4,27 \times \frac{1,2}{3}$	1,71
<b>Stabilité externe : Non glissement</b>			
Facteur de sécurité au glissement	$F_G = \frac{(W-U) \times \tan \alpha}{P_e + P_t}$	$= \frac{(699,62 - 384,56) \times 0,65}{163,75 + 4,27}$	1,22
$F_G > 1,2$ : La stabilité vis-à-vis du glissement vérifiée			
<b>Stabilité externe : Non renversement</b>			
Facteur de sécurité au renversement	$F_R = \frac{\sum M_{/B}(W-U)}{\sum M_{/B}(P_e + P_t)}$	$= \frac{4693,74 - 2449,91}{305 - 1,71}$	7,4
$F_R > 1,5$ : La stabilité vis-à-vis du renversement vérifiée			
<b>Stabilité interne : Non fissuration</b>			
Abscisse du centre de gravité du déversoir (m)	$X_{Gouv} = \left[ \frac{0,75 + \frac{H_r^2 \times \tan \alpha^2}{9} + 0,5 H_r \times \tan \alpha}{1 + \frac{1}{2} H_r \times \tan \alpha} \right]$	$= \frac{0,75 + \frac{5^2 \times \tan_{60}^2}{9} + 0,5 \times 5 \times \tan_{60}}{1 + \frac{1}{2} \times 5 \times \tan_{60}}$	2,52
Ordonnée du centre de gravité du déversoir (m)	$Y_{Gouv} = \frac{\frac{b_1}{2} H_r + \frac{1}{6} H_r^2 \tan \alpha}{b_1 + \frac{1}{2} H_r \tan \alpha}$	$= \frac{\frac{1,5}{2} \times 5 + \frac{1}{6} \times 5^2 \times \tan_{60}}{1,5 + \frac{1}{2} \times 5 \times \tan_{60}}$	1,88

Excentricité (m)	$e = X_{Gouv} + Y_{Gouv} \times \frac{P_e + P_t}{W - U} - \frac{b_2}{2}$	$= 2,52 + 1,88 \times \frac{163,75 + 4,27}{699,62 - 384,56} - \frac{10,16}{2}$	-1.56
Règle du tier central	$-b_2/6 < e < b_2/6$	$-1,7 < e < 1,7$	
$-b_2/6 \leq e \leq b_2/6$ : La stabilité vis-à-vis de la non fissuration est vérifiée			
<b>Stabilité interne : Non rupture</b>			
Contrainte limite du béton (Mpa)	$\sigma_{lim} = 0,3 \times F_{c28}$	$= 0,3 \times 20$	6
Contrainte maximale du béton (Mpa)	$\sigma_{max} = \left(\frac{W-U}{b_2}\right) \times \left(1 + \frac{6e}{b_2}\right) \times 10^{-3}$	$= \left(\frac{699,62 - 384,56}{10,16}\right) \times \left(1 + \frac{6 \times 1,56}{10,16}\right) \times 10^{-3}$	0.06
Condition de non rupture	$B_{max} \leq B_{lim}$	$0,06 \leq 6$	
$B_{max} \leq B_{lim}$ : La stabilité vis-à-vis de la non rupture est vérifiée			
<b>Stabilité face au poinçonnement</b>			
Contrainte admissible du sol de fondation $q_{adm}$ : (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{adm} = 0,5 \times b_2 \times \gamma \times N_\gamma + C \times N_c + D \times \gamma \times N_q$	$= 0,5 \times 10,16 \times 17 \times 0,25 + 35 \times 6,5 + 2 \times 17 \times 1,5$	=300,1
Contrainte transmise à la fondation par le déversoir $q_{réf}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{réf} = \frac{W}{b_2} \left(1 + \frac{6 \times e}{b_2}\right)$	$= \frac{699,62}{10,16} \left(1 + \frac{6 \times 1,56}{10,16}\right)$	132,30
Condition de non poinçonnement	$q_{adm} \geq 1,5 \times q_{réf}$	$300,1 \geq 1,5 \times 132,3 = 198,45$	
$q_{adm} \geq q_{réf}$ : La stabilité vis-à-vis du poinçonnement est vérifiée			

## Annexe 6: Bassin de dissipation

Le dimensionnement du bassin de dissipation consiste à déterminer principalement sa longueur L(m) et son enfoncement D(m). Pour s'y faire, il faut déterminer le tirant d'eau  $Y_n$ .

### ○ Calcul du tirant d'eau normal ( $Y_n$ )

La détermination du tirant d'eau du chenal s'est faite à partir de la formule de Manning-Strickler au moyen de la méthode de la débitance, suivant les caractéristiques suivantes :

Caractéristiques	Valeur/Formule
Largeur en gueule du chenal L	90 m
Coefficient de rugosité du canal $K_s$	45
Pente du chenal	0,3%
Surface mouillée S	$S (m^2) = Y_n \times L$
Périmètre mouillé P	$P(m) = L + 2Y_n$
La débitance (D)	$D = K_s \times S^{5/3} \times P^{-2/3}$
La constance C	$C = \frac{Q}{\sqrt{I}}$

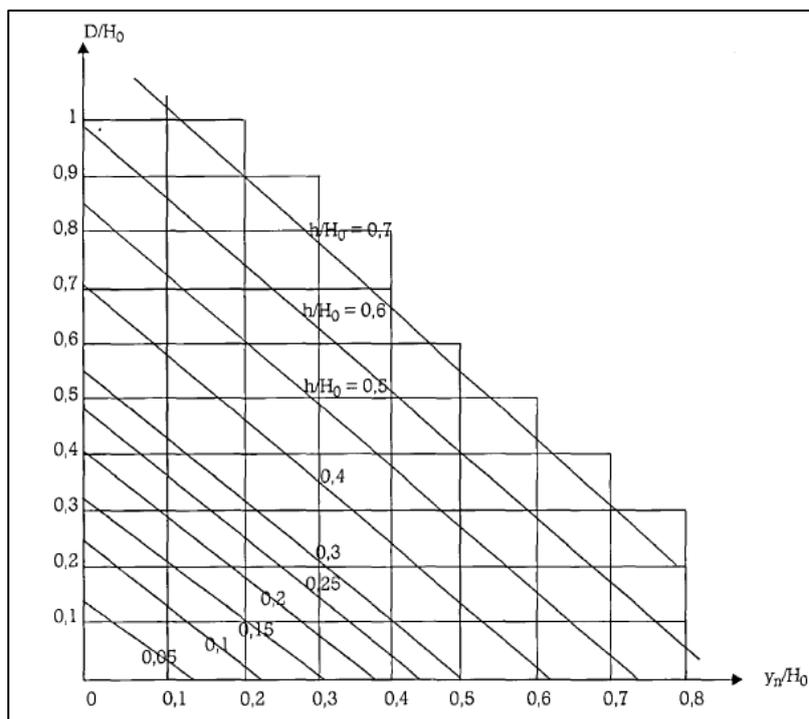
La valeur du tirant d'eau  $Y_n$  est variée jusqu'à l'obtention d'une quasi égalité entre les valeurs de la débitance et de la constante :  $D = C (K_s \times S^{5/3} \times P^{-2/3} = \frac{Q}{\sqrt{I}})$ .

C	$Y_n$ (m)	S (m2)	P (m)	D
5012	0,5	75	151	2117
	0,55	82,5	151,1	2480
	0,6	90	151,2	2866
	0,65	97,5	151,3	3273
	0,7	105	151,4	3702
	0,75	112,5	151,5	4151
	0,8	120	151,6	4621
	0,85	127,5	151,7	5110
	0,9	135	151,8	5618

Le tirant d'eau retenu est  $Y_n = 0,9\text{m}$ .

○ **Détermination de l'enfoncement du bassin de dissipation (D)**

La valeur de l'enfoncement D a été déterminée à partir de l'abaque ci-dessous présenté à travers la lecture de la valeur D/H<sub>0</sub> en ordonnée. Ainsi D= H<sub>0</sub>\*valeur lue.



$Y_n$ (m)	h (m)	$H_0$ (m)	h/ $H_0$	$Y_n/H_0$	D/ $H_0$	D (m)
0,9	0,77	5	0,15	0,18	0,16	0,8

○ **Caractéristiques d'entrée du ressaut**

Nous avons procédé par la résolution d'un système d'équations issues de la relation de BERNOULLI pour déterminer le tirant d'eau  $Y_1$  et la vitesse  $V_1$  à l'entrée du ressaut.

Débit spécifique q	$q = \frac{Q_{max}}{L_{dév}}$	$= \frac{274,53}{150}$	$q = 1,83 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$
Vitesse de l'eau au-dessus du seuil ( $V_0$ )	$V_0 = \frac{q}{h}$	$= \frac{1,83}{0,77}$	$V_0 = 2,38 \text{ m/s}$
Hauteur de la ligne d'eau ( $H_e$ )	$H_e = \frac{V_0^2}{2g}$	$= \frac{2,38^2}{2 \times 9,81}$	$H_e = 1,05 \text{ m}$
Charge de fond H	$H = H_0 + D$	$H = 5 + 0,8$	$H = 5,8 \text{ m}$

Tirant d'eau $Y_1$	Par itération		$Y_1 = 0,22 \text{ m}$
Vitesse d'eau à l'entrée du bassin $V_1$	$V_1 = \frac{q}{Y_1}$	$= \frac{1,83}{0,22}$	$V_1 = 8,32 \text{ m/s}$
Nombre de Froude $Fr$	$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}}$	$= \frac{8,32}{\sqrt{9,81 \times 0,22}}$	$Fr = 5,66$

○ **Type de bassin de dissipation**

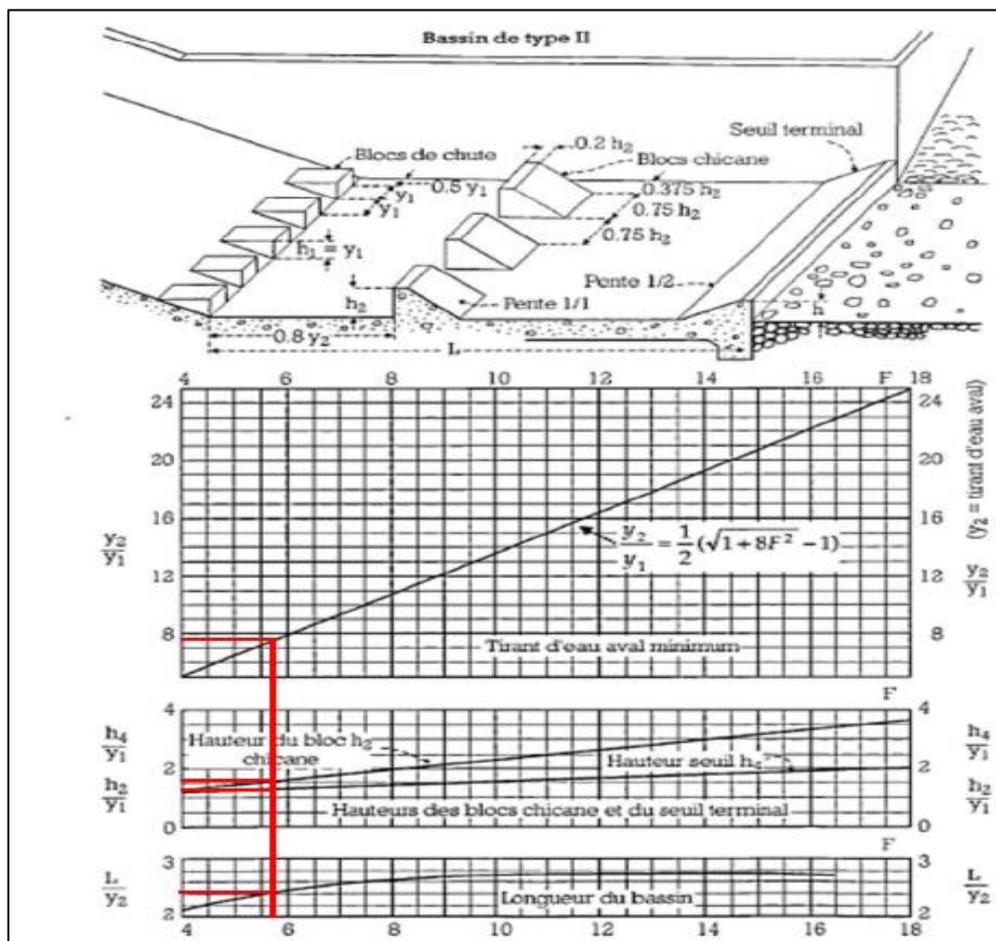
Le choix du type de bassin a été fait en fonction du nombre de Froude (F) et de la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin  $V_1$ . Le nombre de Froude ( $F=5,66$ ) est supérieure à 4,5, alors le ressaut se produit nettement. La vitesse à l'entrée du ressaut quant à elle ( $V_1 = 8,32\text{m/s}$ ) est inférieure à la 10 m/s, le bassin de type II sera alors utilisé.

○ **Caractéristiques du bassin de dissipation**

Elles sont regroupées dans le tableau suivant :

Désignation	Formule	Application	Valeur
<b>Longueur du bassin</b>			
Tirant d'eau à la sortie du bassin ( $Y_2$ )	$Y_2 = \frac{Y_1(\sqrt{8 \times Fr^2 + 1} - 1)}{2}$	$= \frac{0,22(\sqrt{8 \times 5,66^2 + 1} - 1)}{2}$	$Y_2 = 1,7 \text{ m}$
$L/Y_2$	Lecture dans l'abaque		$L/Y_2 = 2,4$
Longueur du bassin L	$L = (L/Y_2) \times Y_2$	$= 2,4 \times 1,7$	$L = 4 \text{ m}$
<b>Blocs de chute</b>			
Hauteur ( $h_1$ )	$h_1 = Y_1$		$h_1 = 0,22 \text{ m}$
Largeur ( $l_1$ )	$l_1 = Y_1$		$l_1 = 0,22 \text{ m}$
Espacement ( $e_1$ )	$e_1 = Y_1$		$e_1 = 0,22 \text{ m}$
<b>Blocs de chicane</b>			
$h_2/Y_1$	Lecture dans l'abaque		$H_2/Y_1 = 1,5$
Hauteur ( $h_2$ )	$h_2 = (h_2/Y_1) \times Y_1$	$= 1,5 \times 0,22$	$h_2 = 0,33 \text{ m}$
Largeur ( $l_2$ )	$l_2 = 0,75 \times h_2$	$= 0,75 \times 0,33$	$l_2 = 0,25 \text{ m}$
Epaisseur en crête	$e_c = 0,2 \times h_2$	$= 0,2 \times 0,33$	$e_c = 0,1 \text{ m}$
Espacement ( $e_2$ )	$e_2 = 0,75 \times h_2$	$= 0,75 \times 0,33$	$e_2 = 0,25 \text{ m}$
Pente			1V/1H

Seuil terminal			
$h_4/Y_1$	Lecture dans l'abaque		$h_4/Y_1 = 1,25$
Hauteur du seuil $h_4$	$h_4 = (h_4/Y_1) \times Y_1$	$h_4 = 1,25 \times 0,22$	$h_4 = 0,28 \text{ m}$
Pente talus seuil			1V/2H

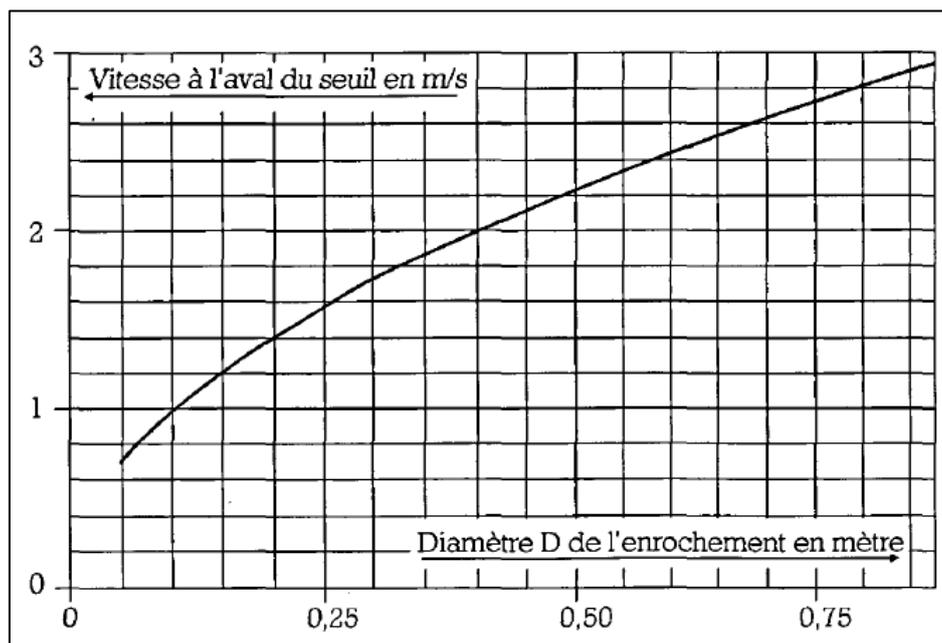


○ **Protection aval du bassin**

La dissipation de l'énergie de l'eau n'est pas totalement assurée par le bassin (environ 75%). Il est donc nécessaire de revêtir l'aval avec des enrochements et/ou des gabions sur une certaine distance. Pour ce faire, nous utilisons la méthode de dimensionnement proposée par le SOGREAH conduisant à la détermination des différents éléments :

-La vitesse  $V_e$  de début d'entraînement des matériaux du lit en aval du bassin : : pour les sols argileux,  $V_e$  varie de 0,80 à 1,20 m/s selon la cohérence. Pour notre cas, nous considérons une vitesse  $V_e = 1\text{m/s}$ .

- Le diamètre minimum des enrochements nécessaires, à l'aide de l'abaque suivant. La valeur trouvée est  $D = 0,10\text{m}$



-L'épaisseur de la couche d'encrochement : elle est égale à trois fois le diamètre D. Alors  $e=0,30m$ .

- La longueur protégée L : elle est égale à deux fois celle du bassin. Alors  $L = 8 m$

Les différents paramètres de la protection aval sont présentés dans le tableau suivant :

Désignation	Valeur
Diamètre minimum des encrochements D	0,10 m
Epaisseur de la couche d'encrochement e	0,30 m
Longueur de l'encrochement L	8 m

## Annexe 7 : Ouvrage de prise et de vidange

### ○ La longueur de la conduite

La longueur de la conduite correspond à la longueur de la digue à la côte de calage, majorée d'une certaine valeur compte tenu des conditions pratique. On a donc :

$L = b_1 + (m_1 + m_2) * (Z_{crête} - Z_{pr}) + E$	$L=4,5 + (2,5 + 2,5) * (312-307,85) +E$
On obtient $L = 25,25 +E$ , il est retenu une longueur <b>L=30m</b>	

### ○ Calcul du débit d'équipement du périmètre

Le débit d'équipement servira à la détermination du diamètre de la conduite de prise/vidange.

Besoin brut du mois de pointe Bb	Etude des besoins	Bb=355 mm
Besoin bruts journalier Bbj	$B_{bj} = \frac{Bb}{Njr}$	Bbj= 11,45 mm
Surface à irriguer A		A = 30 ha
Volume d'eau prélevé par jour	$V = 10 \times A \times Bb$	V =3435 m <sup>3</sup>
Débit d'équipement	$q_e = \frac{V}{T_{ir}}$	q <sub>e</sub> =0,08 m <sup>3</sup> /s

### ○ Diamètre de la conduite

Le diamètre doit permettre de livrer le débit du mois de pointe pour l'irrigation avec une charge minimale et permettre une vidange rapide de la retenue en cas de besoin. Ainsi le diamètre doit satisfaire la condition suivante :  $h \geq \Delta H$ .

La charge d'eau au-dessus de la conduite en fin de cycle (31 Mai)  $h = 0,08$  m.

Les pertes de charge sont obtenues à travers la relation suivante :

Pertes de charges	$\Delta H = 10,29 \frac{Q^2 \times L}{K_s^2 \times D^{16/3}}$	$\Delta H = 10,29 \frac{0,095^2 \times 30}{90^2 \times D^{16/3}}$
-------------------	---	---

Dans le tableau suivant, la valeur du diamètre est variée et les pertes de charges correspondant à chaque diamètre sont calculées.

Diamètre de la prise	Perte de charge
0,1	51,92
0,15	5,97
0,2	1,29
0,25	0,39
0,3	0,15
<b>0,35</b>	<b>0,06</b>
0,4	0,03

Il ressort que pour satisfaire la demande en eau du périmètre, une conduite de diamètre nominal 350 mm (DN350) est nécessaire. Cependant, étant donné que la même conduite devra jouer le rôle de vidange en cas de besoin, il est nécessaire de tenir compte du temps de vidange dans le choix final.

○ **Détermination du temps de vidange**

Etant donné que la retenue ne se vide pas entièrement vu que l'ouvrage de prise ne se situe pas au plus bas niveau de la retenue, le volume évacué correspond donc à la différence de volume entre la cote du plan d'eau normal et celle de calage de la prise/vidange.

Volume évacué	Nombre de jours	Débit	Hauteur	Diamètre
Volume PEN	Fixé	$Q = \frac{V}{j * 24 * 3600}$	h	$D = \frac{4 * Q}{\sqrt{m * \pi * \sqrt{2gh}}}$
1559595,41	20	0,90	2,57	0,52
	25	0,72		0,46
	30	0,60		0,42
	35	0,52		0,39
	40	0,45		0,37
	<b>45</b>	<b>0,40</b>		<b>0,35</b>
	50	0,36		0,33

A la suite de la simulation, nous conservons définitivement la conduite de prise/vidange de diamètre nominal 350 mm (DN350) pour un temps de vidange estimé à 45 jours avec un débit maximal évacué de 0,40 m<sup>3</sup>/s.

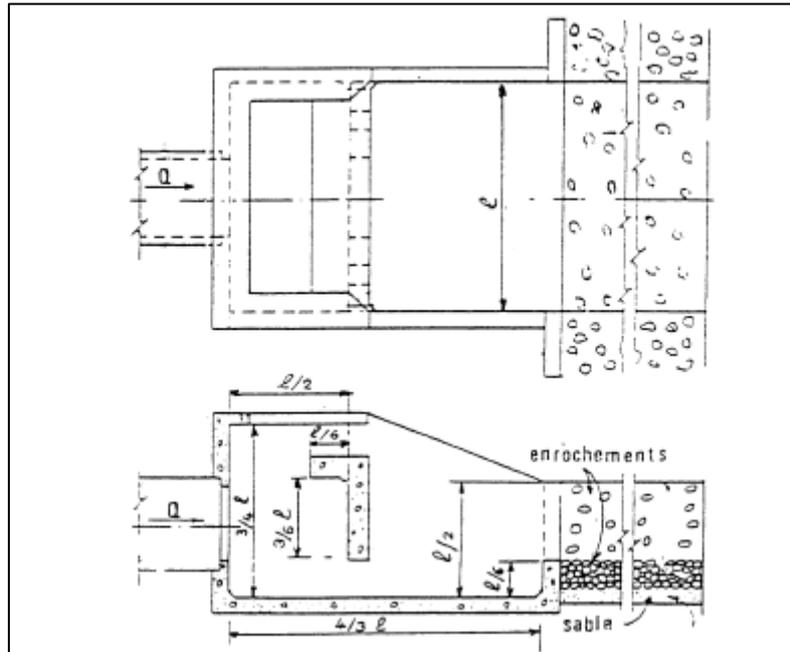
Ci-dessous sont résumées les données concernant l'ouvrage de prise et de vidange :

Désignation	Valeurs
Côte au PEN	310,5 m
Surface au PEN	
Cote de l'ouvrage de Vidange	307,85 m
Hauteur initiale	5 m
Hauteur finale	2,43 m
Section de la conduite	0,10 cm <sup>2</sup>
Temps de Vidange	45 jr
Volume à évacuer	1 559 595,41
Débit de vidange	0,40 m <sup>3</sup> /s
Vitesse de vidange	4,17 m/s

○ **Dimensionnement du bac de réception**

Il est dimensionné pour supporter le maximum de débit qui n'est autre que le débit de vidange (Q=0,40 m<sup>3</sup>/s). On obtient la largeur du bac de réception : l = 2m en utilisant un abaque. De là, sont déterminées les autres dimensions du bac :

Désignation	Expression	Opération	Valeurs
Largeur	Lecture sur abaque		l=1,5 m
Longueur	$L = \frac{4}{3}l$	$L = \frac{4}{3} \times 2$	L=2 m
Hauteur h1	$h_1 = \frac{l}{2}$	$h_1 = \frac{2}{2}$	h <sub>1</sub> =0,75 m
Hauteur h2	$h_2 = \frac{3}{4}l$	$h_2 = \frac{3}{4} \times 2$	h <sub>2</sub> = 1,13 m
Couverture C	$C = \frac{l}{2}$	$C = \frac{2}{2}$	C=0,75



Coupe du bac de réception

## Annexe 8 : Murs bajoyers

La première étape consiste à déterminer les dimensions initiales des bajoyers à travers le prédimensionnement. Ces valeurs sont ensuite vérifiées (à l'aide du logiciel CYPE 2014) et seront soit conservées ou soit modifiées de sorte à satisfaire toutes les conditions de vérification. Les résultats sont présentés comme suit :

### ○ Prédimensionnement

Les formules utilisées et les résultats obtenus sont présentés ci-dessous :

Paramètres	Formules	Valeurs (m)
Hauteur totale du mur	-	8
Épaisseur en tête de mur	$e_0 = H/24$	0,33
Épaisseur en base de mur	$e_1 = H/12$	0,67
Épaisseur du talon	$e_2 = H/12$	0,67
Longueur du talon	$b_2 = (0,2 + ,45H) - e_1$	3,13

### ○ Caractéristiques des matériaux, charges et du sol

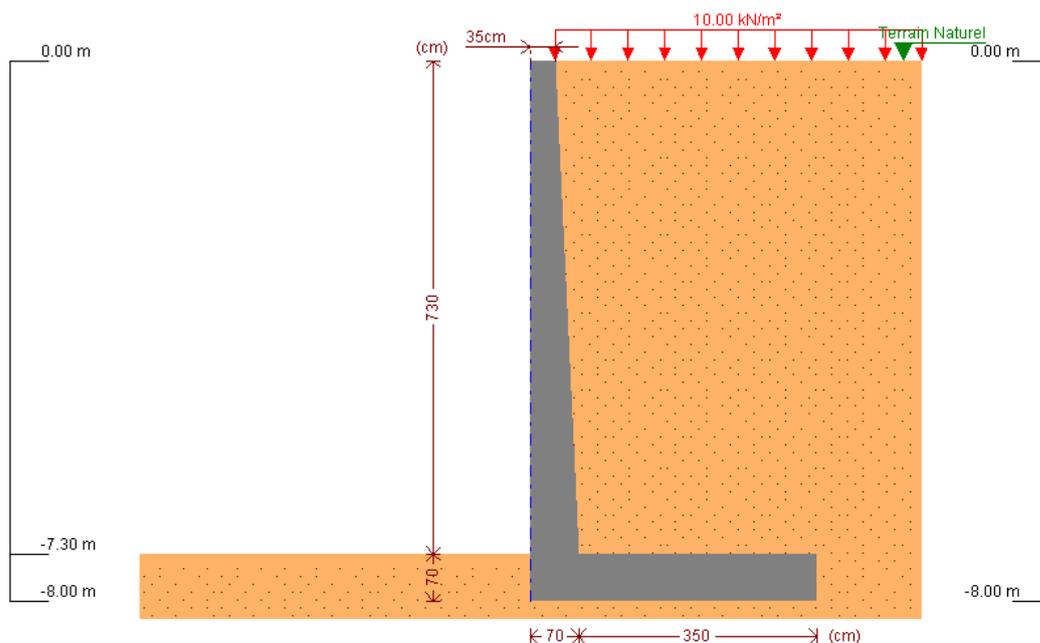
Désignation	Unité	Valeur
Résistance caractéristique du béton Fc28	Mpa	20
Résistance à la traction de l'acier FeE500	Mpa	500
Poids volumique du remblai $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17
Angle de frottement interne du remblai $\Phi$	°	10
Cohésion du remblai	kPa	35
Contrainte admissible du sol de fondation	kPa	250
Charge d'exploitation sur le remblai	kN/m <sup>2</sup>	10

### ○ Dimensions du mur retenues après vérification

Après vérification les dimensions définitives sont présentées ci-dessous

Désignation	Valeur (m)
Hauteur totale du mur	8
Hauteur du voile	7,3
Épaisseur en crête du mur	0,35

Epaisseur en base du mur	0,70
Epaisseur de la semelle	0,70
Largeur de la semelle	4,2
Longueur du talon	3,5

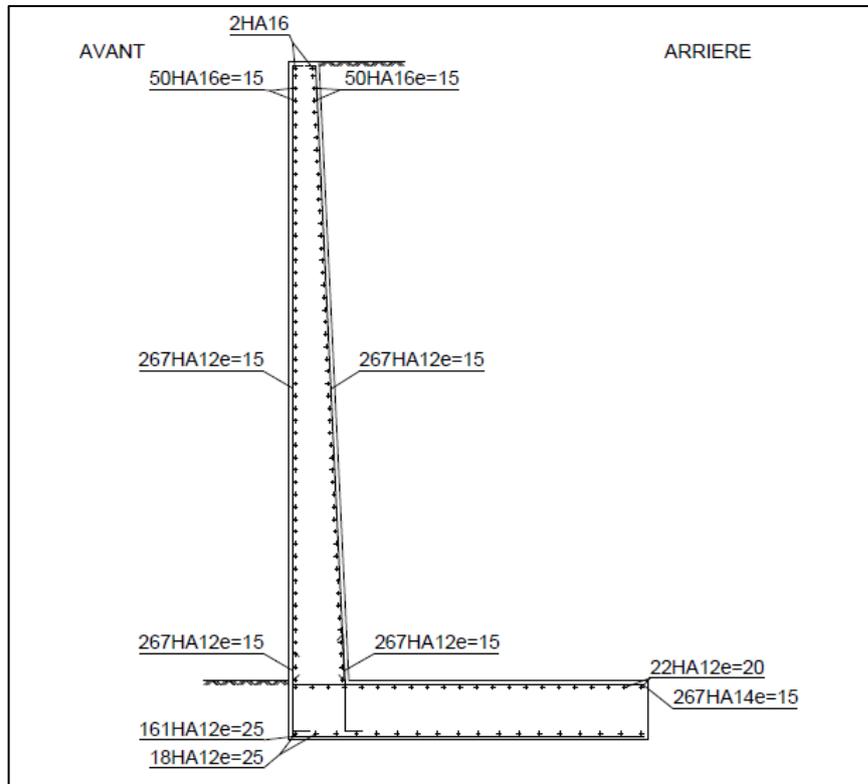


○ **Description du ferrailage**

Les sections des armatures ainsi que leurs espacements pour chaque partie du mur du bajeoyer sont consignés ci-dessous :

<b>COURONNEMENT</b>			
Armature supérieure		2HA16	
<b>MUR</b>			
Face Avant (Vue)		Face Arrière (Coté terre)	
Armature Verticale	Armature Horizontale	Armature Verticale	Armature Horizontale
HA12 esp =15cm	HA16 esp =15 cm	HA12 esp =15 cm	HA16 esp =15cm
<b>FONDATION</b>			
Face des armatures		Armature longitudinale	Armature Transversale
Nappe supérieure		HA12 esp =20cm	HA14 esp =15cm
Nappe inférieure		HA12 esp =25cm	HA12 esp =25cm

○ **Plan de ferrailage**



## Annexe 9 : Impact environnemental et social

### ❖ Grille de détermination de l'importance absolue de l'impact

Intensité	Etendue	Durée	Importance
Forte	Régionale	Longue	Majeure
		Moyenne	Majeure
		Courte	Majeure
	Locale	Longue	Majeure
		Moyenne	Majeure
		Courte	Moyenne
	Ponctuelle	Longue	Majeure
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Moyenne
Moyenne	Régionale	Longue	Majeure
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Moyenne
	Locale	Longue	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Moyenne
	Ponctuelle	Longue	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Mineure
Faible	Régionale	Longue	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Mineure
	Locale	Longue	Moyenne
		Moyenne	Mineure
		Courte	Mineure
	Ponctuelle	Longue	Mineure
		Moyenne	Mineure
		Courte	Mineure

### ❖ Activité du projet et impact correspondant

Activités	Impact
Installation du chantier	Erosion et perte des propriétés physique et chimique du sol ; Emission de poussières ; Pollution sonore ; Modification du paysage ; Pertes du couvert végétal et de l'habitat de la faune ;

Activités	Impact
	Pollution des eaux ; Risque d'accident.
Exécution de la fondation	Emission de poussières ; Pollution sonore ; Modification du paysage ; Risque d'accident.
Déboisement de l'emprise des zones d'emprunt	Erosion et perte des propriétés physique et chimique du sol ; Emission de poussières ; Emission de la fumée par les engins lourds ; Pollution sonore ; Modification du paysage ; Pertes du couvert végétal et de l'habitat de la faune.
Exécution des emprunts	Emission de poussières ; Pollution sonore.
Transport des matériaux de construction	Emission de poussière ; Emission de la fumée par les camions ; Pollution sonore ; Risque d'accident
Exécution du remblai	Emission de poussières ; Emission de la fumée par les engins lourds ; Pollution sonore.
Construction du déversoir	Emission de poussières ; Pollution sonore ; Blessure avec les outils de travail (pioches, pelles, ...) ; Inhalation de la poussière de ciment ; Posture contraignante, gestes répétitifs.
Déboisement de la cuvette et de l'emprise des ouvrages	Emission de poussières ; Emission de la fumée par les engins lourds ; Pollution sonore ; Modification du paysage ; Pertes du couvert végétal et de l'habitat de la faune.
Remise en état des zones d'emprunt	Emission de poussières ; Emission de la fumée par les engins lourds ; Pollution sonore.
Reboisement	Amélioration du couvert végétal ; Réduction de l'érosion ; Diversification de la faune terrestre ; Fixation du sol.
Présence de la main d'œuvre sur le chantier	Nuisances sonores ; Pollution par les déchets solides ; Pollution par les déchets liquides ; Disputes ; Vols ; IST/SIDA.

Activités	Impact
Mise en eau	Disponibilité de l'eau de surface ; Recharge de la nappe phréatique ; Enrichissement de la faune aquatique ; Diversification des activités économiques ; Immersion des terres agricoles ; Augmentation du paludisme et autres maladies hydriques ; Barrière physique entre les communautés ; Présence d'une quantité importante d'eau.
Agriculture	Amélioration de la sécurité alimentaire ; Réduction de la pauvreté en milieu rural ; Modification de la propriété physico-chimique du sol Ensablement ; Pollution des eaux ; Eutrophisation.
Elevage	Amélioration de la sécurité alimentaire ; Réduction de la pauvreté en milieu rural ; Ensablement ; Pollution des eaux ; Transmission de zoonoses ; Encroutement du sol ; Eutrophisation.
Pêche	Amélioration de la sécurité alimentaire ; Réduction de la pauvreté en milieu rural ; Risque de pollution des eaux.

❖ Synthèse de l'évaluation des impacts

Activités sources d'impact	Importance de l'impact													
	Milieu physique					Milieu Biologique			Milieu Humain					
	Air	Bruit	Sol	Eaux de surface	Eaux souterraines	Faune terrestre	Faune aquatique	Végétation	Sécurité/santé	Emploi	socioéconomique	Paysage/patrimoine culturel	Qualité de vie	Circulation
Installation du chantier	Mi	Mi	Mi	Mi	Mi	Mi		Mi	Mi	Po	Po			
Exécution de la fondation	Mi	Mi	Mi			Mi		Mi	Mi	Po	Po			
Déboisement de l'emprise des zones d'emprunt		Mi	Mi			Mi		Ma	Mi	Po	Po			
Exécution des emprunts	Mi	Mi	Mi						Mi	Po	Po			

Transport des matériaux de construction	Mi	Mi							Mo					Mo
Exécution du remblai	Mi	Mi	Mi			Mi			Mo	Po	Po			
Construction du déversoir	Mi	Mi							Mo	Po	Po			
Déboisement de la cuvette et de l'emprise des ouvrages		Mi	Mo			Mo		Ma	Mi	Po	Mi			Mi
Remise en état des zones d'emprunt		Mi	Mi						Mi	Po	Po			
Reboisement			Po			Po		Po	Mi	Po	Po			Po
Présence de la main d'œuvre sur le chantier		Mi	Mi	Mi	Mi	Mi		Mi	Mo		Po			
Mise en eau			Mo	Po	Po	Ma	Po	Mi	Ma		Po	Mo	Po	Mo
Agriculture			Mi	Mi		Mi	Mi	Mi		Po	Po			Po
Elevage			Mo	Mi			Mi	Mi	Mi	Po	Po			Po Mo
Pêche				Mi			Mi		Mo	Po	Po			Po
<b>Impact cumulé</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi</b>	<b>Po</b>	<b>Mi</b>	<b>Po</b>	<b>Mo</b>	<b>Mo</b>	<b>Po</b>	<b>Po</b>	<b>Mo</b>	<b>Po</b>	<b>Mo</b>

#### ❖ Mesures d'atténuation

##### ○ Mesures d'atténuation sur le milieu physique

Milieu physique concerné	Rappel de l'impact	Importance de l'impact	Mesures d'atténuation
<b>Sol</b>	Érosion et perte des propriétés physique et chimique du sol	Négative et majeure	<ul style="list-style-type: none"> <li>Prendre des précautions nécessaires afin de remettre en place la terre arable décapée.</li> <li>Restaurer et aménager les zones d'emprunts par le reboisement et l'installation des dispositifs de lutte anti érosive (cordon pierreux)</li> </ul>
<b>Eau de surface</b>	Risque de pollution des eaux et	Négative et moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>Récolter les huiles usagées et les déchets pour incinération ;</li> </ul>

Milieu physique concerné	Rappel de l'impact	Importance de l'impact	Mesures d'atténuation
	envasement		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Prévoir des installations sanitaires pour le personnel du chantier ;</li> <li>• Respecter la bande de servitude estimée à 100m à partir du niveau supérieur des eaux ;</li> <li>• Végétaliser la bande de servitude ;</li> <li>• Encourager l'installation des cordons pierreux autours des exploitations agricoles situées sur le bassin versant ;</li> <li>• Veiller à l'utilisation des fertilisants et des pesticides homologués et former les producteurs sur la gestion sécurisée des pesticides</li> </ul>
<b>Eau sous-terrainne</b>	Risque de pollution des eaux sous-terrainnes par infiltration	Négative et mineure	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Récolter les huiles usagées et les déchets pour incinération ;</li> <li>• Veiller à l'utilisation des fertilisants et des pesticides homologués</li> </ul>
<b>Qualité de l'air</b>	Dégradation de la qualité de l'air en raison des émissions de particules associées aux activités de construction de la digue, au déboisement de la cuvette du barrage et au dégagement du gaz carbonique	Négative et mineure	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Arrosage des sites</li> <li>• Entretien périodique des engins de terrassement</li> </ul>
<b>Nuisances</b>	Augmentation du	Négatives et	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Entretien périodique des engins de</li> </ul>

Milieu physique concerné	Rappel de l'impact	Importance de l'impact	Mesures d'atténuation
sonores	bruit dans la zone des travaux	moyenne	terrassement

○ Mesures d'atténuation sur le milieu biologique

Milieu biologique concerné	Rappel de l'impact	Importance de l'impact	Mesures d'atténuation
Faune terrestre	Destruction de l'habitat de la faune	Négative et mineure	<ul style="list-style-type: none"> <li>Faire respecter la législation en matière de gestion de la faune en interdisant l'abattage ou la capture (faune aviaire essentiellement) ;</li> <li>Restauration de l'habitat de la faune (voir végétation)</li> </ul>
Faune aquatique	Réduction et/ou baisse de la qualité de la faune aquatique due à la pollution et à l'eutrophisation	Négative et mineure	<ul style="list-style-type: none"> <li>Respecter la bande de servitude estimée à 100 à partir du niveau supérieur des eaux ;</li> <li>Végétaliser la bande de servitude ;</li> <li>Encourager l'installation des cordons pierreux autour des exploitations agricoles situées sur le bassin versant ;</li> <li>Veiller à l'utilisation des fertilisants et des pesticides homologués et l'application des bonnes pratiques phytosanitaires par les producteurs agricoles dans le bassin versant.</li> </ul>
Végétation	Destruction du couvert végétal	Négative et majeure	<ul style="list-style-type: none"> <li>Remplacer les espèces ligneuses abattues lors des travaux par des plantations d'arbres sur la bande de servitude, sur les zones d'emprunt et dans les exploitations agricoles (plantation d'alignement)</li> </ul>

○ **Mesures d'atténuation et de compensation sur le milieu humain**

Milieu humain concerné	Rappel de l'impact	Importance de l'impact	Mesures d'atténuation
<b>Santé/ sécurité</b>	Lésions corporelles, inaptitude temporaire ou permanente, maladies respiratoires, paludisme et autres maladies d'origine hydrique, mort.	Nature : négative Importance : majeure	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sensibiliser les riverains sur les risques du paludisme et les maladies hydriques ;</li> <li>• Informer, conscientiser et éduquer les travailleurs sur les M.S.T et le sida et les précautions nécessaires pour les éviter ;</li> <li>• Assurer le respect et le contrôle rigoureux des conditions d'hygiène sur le chantier ;</li> <li>• Assurer la gestion efficace des déchets solides et liquides, par la réalisation des infrastructures sanitaires dans les habitations riveraines du plan d'eau telles que les fosses septiques ;</li> <li>• Assurer une meilleure gestion des eaux usées et des déchets des ouvriers, des huiles de vidanges sur le chantier</li> </ul>
<b>Socio-économie</b>	Perte d'exploitations agricoles et de biens ligneux	Nature : négative Importance : mineure	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Privilégier les personnes ayant perdu leurs champs dans l'attribution des parcelles aménagées ;</li> <li>• Apporter un appui en intrants agricoles aux personnes ayant perdus leurs champs afin de les permettre d'obtenir une bonne productivité dans les nouveaux champs ;</li> <li>• Apporter une compensation financière aux personnes ayant perdu des biens ligneux (plantations et vergers)</li> </ul>
<b>Paysage</b>	Modification du paysage local par la destruction de la végétation naturelle et la mise en eau	Nature : négative Importance : majeure	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Minimiser cette modification du paysage par des plantations d'arbres (voir végétation)</li> </ul>

<b>Circulation</b>	Collision avec les camions de transport des agrégats, le bétail et suppression de pistes	Nature :	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Renforcement de la sécurité routière par l'aménagement de déviations provisoires, par des signalisations additionnelles (panneaux de signalisation et d'indication) et par la limitation de vitesse ;</li> <li>• L'information et la sensibilisation des ouvriers (surtout les chauffeurs pour respecter la limitation de vitesses), des riverains et des usagers de la route (campagnes et panneaux de sensibilisation et d'information sur le déroulement des travaux) ;</li> <li>• Réaliser les travaux dans le temps imparti afin de limiter la période de perturbation des activités des riverains ;</li> <li>• Créer de nouvelles pistes.</li> </ul>
		Importance :	

❖ **Evaluation du PGES**

<b>Impacts /Activités</b>	<b>Unités</b>	<b>Quantité</b>	<b>Cout unitaire CFA</b>	<b>Montants CFA</b>
Sensibilisation du personnel sur les risques de pollution et aux mesures de sécurité	Session	2	500 000	1 000 000
Sensibilisation les populations sur les IST et l'hygiène	Session	5	1 000 000	5 000 000
Renforcement technique des exploitants du barrage sur la protection des berges,	FF	1	3 000 000	3 000 000
Plan de dédommagement et de réinstallation	FF	1	7 000 000	7 000 000
Arrosage des voies d'accès	FF	1	750 000	750 000
Délimitation et balisage de la bande de servitude de la cuvette du barrage	FF	1	3 500 000	3 500 000

Etude technique pour la construction du barrage de Lantaga dans la commune de Pilimpikou,  
province du Passoré, région du Nord, Burkina Faso.

---

Reboisement	U	2 000	2 500	5 000 000
Entretien périodique des plants	FF	1	2 000 000	2 000 000
Création et dynamisation du comité de gestion du barrage	FF	1	2 000 000	2 000 000
Acquisition de matériels d'entretien aux profits du comité de barrage	FF	1	3 000 000	3 000 000
Mission de surveillance environnementale par le BUNEE	Mission	5	1 000 000	5 000 000
<b>TOTAL GENERAL</b>				<b>37 250 000</b>

## Annexe 10 : Avant métré et devis estimatif

### ❖ Avant métré du déversoir bassin de dissipation et murs bajoyers

Désignation	Longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur/ Hauteur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
Déblai aux engins pour bajoyers	40	4,2	0,8	268,8
Déblai pour bassin de dissipation	90	12	1,3	1404
Déblai déversoir	90	11,6	0,2	208,8
Béton de propreté pour bajoyers	40	4,2	0,1	16,8
Béton de propreté sous la fondation du seuil	90	11,6	0,1	104,4
Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour bajoyers	40	3,5	0,7	196
	40	0,7	7,3	408,8
Béton cyclopéen dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour déversoir	90	11,6	6,1	3596
Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour bassin de dissipation	90	4	0,3	108
Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour seuil du bassin de dissipation	90	0,56	0,3	7,56
Sable sous bassin de dissipation	90	4	0,1	36
Enrochements de protection aval	90	8	0,3	216
Enrochement drain aval	410,3	1,5	0,5	154
Enrochement butée de pieds	410,3	1,5	0,5	154
Enrochement muret (amont et aval)	410,3	0,5	0,5/1	308

### ❖ Avant métré ouvrage de prise et de vidange

Désignation	Hauteur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
Béton de propreté	0,1	0,75	30	2,25
Béton enrobant	0,75	0,75	30	14
Déblai pour bac amont	1,45	2	2,4	6,9
Déblai pour bac aval	1,45	2	3,6	10,4
Déblai à la main à travers le remblai pour conduite et écrans anti renard	0,75	0,75	30	20,8
Enrochements rangés à la main autour du bac amont et aval	0,25	2	4,4	6,6
Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> pour bac amont et aval	0,1	2	3,6	1,44
Béton armé coulé en élévation	2	0,5	2	3,4
Béton armé coulé en élévation pour voiles	2	0,2	3,6	11
Béton armé coulé à plat pour radiers	0,2	3,6	3,6	3,7
Maçonnerie de moellons pour escaliers d'accès	0,2	0,4	1	0,8

❖ Avant mètre de la digue

Profil	Distance partielle (m)	Côte TN (m)	Tn decapé de 20 cm	Digue	Hauteur (m)	Largeur en crête (m)	Largeur en base (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume remblai(m <sup>3</sup> )	Volume filtre (m <sup>3</sup> )	Volume décapage (m <sup>3</sup> )	Volume couche pose (m <sup>3</sup> )	Volume enrochement (m <sup>3</sup> )
				Côte (m)									
1	0,0	312,0	311,8	312,0	0,2	4,5	5,5	1,0	0,0				
2	25,0	310,5	310,3	312,0	1,7	4,5	13,2	15,4	205,0	11,7	46,8	9,8	19,7
3	25,0	308,5	308,3	312,0	3,7	4,5	23,1	51,3	834,2	22,7	90,7	27,7	55,3
4	25,0	306,7	306,5	312,0	5,5	4,5	32,1	101,0	1 904,4	34,5	138,0	46,8	93,6
5	25,0	306,1	305,9	312,0	6,1	4,5	35,2	122,2					
6	25,0	305,5	305,3	312,0	6,7	4,5	38,0	142,8					
7	25,0	306,4	306,2	312,0	5,8	4,5	33,6	110,9					
7+15	15,0	306,4	306,2	312,0	5,8	4,5	33,6	110,9					
8	10,0	306,4	306,2	312,0	5,8	4,5	33,6	110,5	1 107,0	16,8	67,2	23,6	47,1
9	25,0	306,0	305,8	312,0	6,2	4,5	35,5	124,4	2 936,1	43,2	172,8	60,9	121,8
10	25,0	306,4	306,2	312,0	5,8	4,5	33,6	110,5	2 936,1	43,2	172,8	60,9	121,8
11	25,0	306,7	306,5	312,0	5,5	4,5	32,0	100,4	2 643,4	41,0	163,9	57,3	114,6
12	25,0	307,1	306,9	312,0	5,1	4,5	29,8	86,8	2 346,4	38,6	154,5	53,5	107,0
13	25,0	307,7	307,5	312,0	4,5	4,5	26,8	69,8	1 957,2	35,4	141,5	48,2	96,5
14	25,0	308,2	308,0	312,0	4,0	4,5	24,6	58,2	1 600,6	32,1	128,4	42,9	85,8
15	25,0	308,0	307,8	312,0	4,2	4,5	25,5	63,0	1 515,6	31,3	125,1	41,6	83,2
16	25,0	308,1	307,9	312,0	4,1	4,5	25,0	60,5	1 545,4	31,6	126,2	42,1	84,1
17	25,0	309,0	308,8	312,0	3,2	4,5	20,5	40,2	1 261,0	28,5	113,9	37,0	74,1
18	25,0	310,0	309,8	312,0	2,2	4,5	15,6	22,5	783,4	22,6	90,5	27,6	55,1
19	25,0	310,7	310,5	312,0	1,6	4,5	12,3	13,0	443,1	17,4	69,7	19,2	38,3
20	25,0	311,2	311,0	312,0	1,0	4,5	9,3	6,6	245,1	13,5	53,9	12,7	25,4
21	25,0	311,9	311,7	312,0	0,3	4,5	5,9	1,5	101,0	9,5	38,0	6,3	12,6
22	0,3	312,0	311,8	312,0	0,2	4,5	5,5	1,0	0,3	0,1	0,3	0,0	0,0
SOMME DES VOLUMES									24 365,3	473,5	1 894,1	618,2	1 236,4

❖ Avant mètre de la trachée d'ancrage

N Profil	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Côte TN (m)	Côte de fond	Profondeur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume cumulé (m <sup>3</sup> )
1	25	25	312	311,8	0,2	0,7	0	0,00
2	25	25	310,46	310,26	0,2	0,7	17,8	17,83
3	25	25	308,48	307,93	0,55	2,0	34,2	52,07
4	25	50	306,68	305,59	1,09	4,2	78,0	130,03
5	25	75	306,05	303,25	2,8	12,4	207,8	337,84
6	25	100	305,49	302,54	2,95	13,2	320,5	658,33
7	25	125	306,38	301,82	4,56	22,9	451,5	1 109,79
8	25	150	306,39	301,1	5,29	27,8	634,2	1 743,97
9	25	175	305,99	300,39	5,6	30,1	723,7	2 467,67
10	25	200	306,39	301,18	5,21	27,3	716,7	3 184,38
11	25	225	306,7	301,97	4,73	24,0	641,2	3 825,57
12	25	250	307,14	302,76	4,38	21,7	571,7	4 397,29
13	25	275	307,74	303,55	4,19	20,5	528,0	4 925,31
14	25	300	308,19	304,34	3,85	18,4	486,7	5 411,98
15	25	325	308	305,34	2,66	11,7	376,1	5 788,03
16	25	350	308,1	306,34	1,76	7,2	235,8	6 023,79
17	25	375	308,99	307,34	1,65	6,7	173,4	6 197,23
18	25	400	309,97	308,34	1,63	6,6	165,9	6 363,15
19	25	425	310,65	309,35	1,3	5,1	146,3	6 509,45
20	25	450	311,24	310,42	0,82	3,1	102,6	6 612,04
21	25	475	311,92	311,47	0,45	1,6	59,2	6 671,25
22	0,25	475,25	312	311,49	0,51	1,9	0,4	6 671,69

❖ Devis estimatif

N°	Désignation/Caractéristique	Unité	Quantité	Prix Unitaire (FCFA)	Prix Total (FCFA)
<b>I</b>	<b>Installation Générale de Chantier</b>				
I.1	Amené et repli de matériel	FF	1	15 000 000	15 000 000
I.2	Installation du chantier	FF	1	10 000 000	10 000 000
	<b>Sous total I</b>				<b>25 000 000</b>
<b>II</b>	<b>Tranchée d'ancrage et fondation</b>				
II.1	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	6 672	4 000	26 686 742
II.2	Remblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	6 672	6 000	40 030 113
	<b>Sous total II</b>				<b>66 716 855</b>
<b>III</b>	<b>Digue</b>				
III.1	Abattage d'arbres (diamètre supérieur à 1 m)	Unité	20	45 000	900 000
III.2	Débroussaillage et décapage sur l'emprise de la digue (20 cm)	m <sup>2</sup>	1 894	350	662 921
III.3	Déblai manuel à travers remblai (muret de crête et parapet)	m <sup>3</sup>	205	2 500	512 875
III.4	Déblai manuel pour drain aval	m <sup>3</sup>	154	4 500	692 381
III.5	Déblai manuel pour butée amont	m <sup>3</sup>	154	4 500	692 381
III.6	Matériaux sableux pour filtre	m <sup>3</sup>	474	11 000	5 208 665
III.7	Couche de pose filtrante amont 15 cm	m <sup>3</sup>	618	5 000	3 090 882
III.8	Couche de pose filtrante aval 15 cm	m <sup>3</sup>	618	5 000	3 090 882
III.9	Perré sec amont	m <sup>2</sup>	1 236	10 000	12 363 527
III.10	Perré sec aval	m <sup>2</sup>	1 236	10 000	12 363 527
III.11	Maçonnerie de moellons (muret de crête et mur parapet)	m <sup>3</sup>	308	11 000	3 384 975
III.12	Enrochement manuel pour drain aval	m <sup>3</sup>	154	15 000	2 307 938
III.13	Enrochement manuel pour butée amont	m <sup>3</sup>	154	15 000	2 307 938

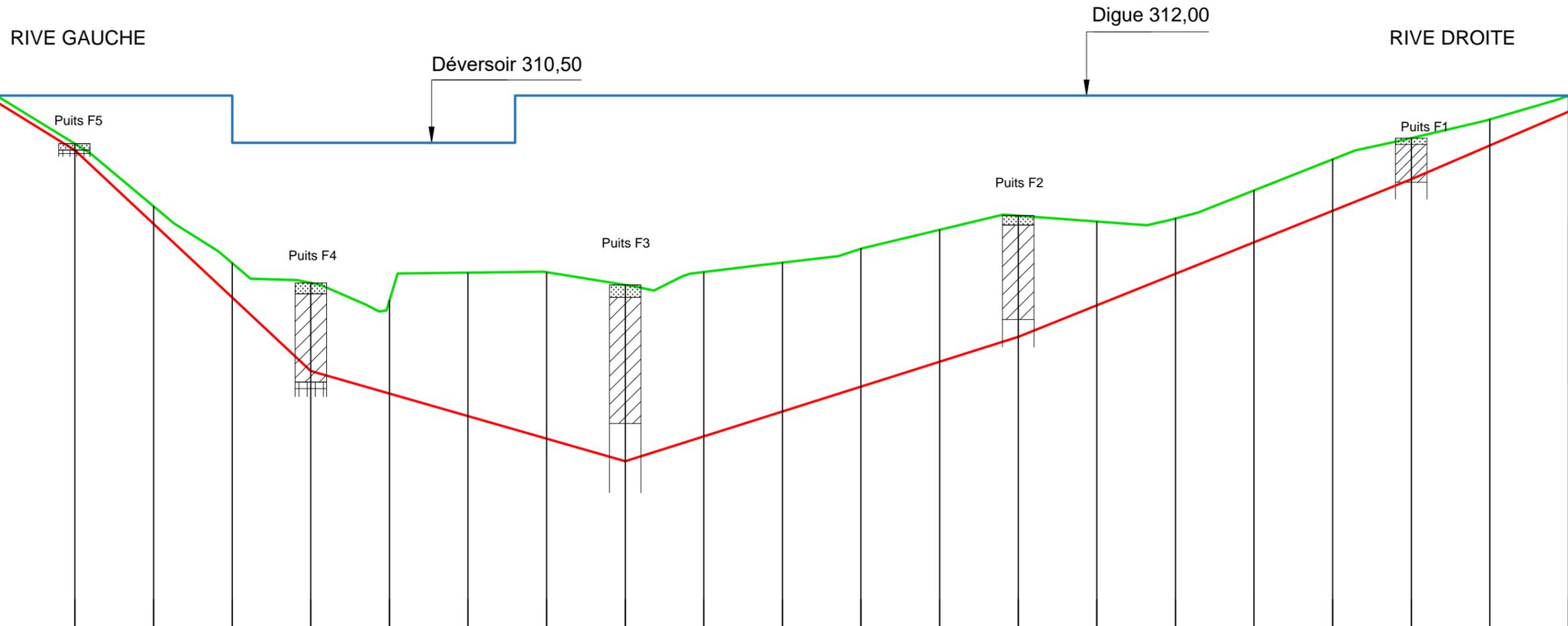
III.14	Remblai compacté aux engins pour corps de la digue	m <sup>3</sup>	24 365	5 500	134 009 141
	<b>Sous total III</b>				<b>181 588 032</b>
<b>IV</b>	<b>Evacuateur de crue</b>				
IV.1	Déblai à la main dans le remblai pour bajoyers	m <sup>3</sup>	269	2 500	672 000
IV.2	Déblai aux engins pour déversoir	m <sup>3</sup>	209	3 000	626 400
IV.3	Déblai pour bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	1 404	3 000	4 212 000
IV.4	Béton de propreté pour bajoyer et déversoir	m <sup>3</sup>	121	50 000	6 060 000
IV.5	Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour bajoyer	m <sup>3</sup>	605	130 000	78 624 000
IV.6	Béton cyclopéen dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour déversoir	m <sup>3</sup>	3 596	120 000	431 514 000
IV.7	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m <sup>3</sup> pour bassin de dissipation et blocs chicanes	m <sup>3</sup>	116	90 000	10 400 400
IV.8	Sable sous bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	36	13 000	468 000
IV.9	Joints whaterstop	m	150	30 000	4 500 000
IV.10	Barbacane pour bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	75	2 500	187 500
IV.11	Fourniture et pose de joints bitumineux pour bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	165	10 000	1 650 000
IV.12	Fourniture et pose d'enrochement aval bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	216	15 000	3 240 000
	<b>Sous total IV</b>				<b>542 154 300</b>
<b>V</b>	<b>Ouvrage de prise</b>				
V.1	Déblai à la main à travers le remblai pour conduite et écrans anti renard	m <sup>3</sup>	21	3 500	73 063
V.2	Déblai à la main pour bac amont et aval	m <sup>3</sup>	17	3 000	52 200
V.3	Béton de propreté conduite	m <sup>3</sup>	2	70 000	157 500
V.4	Béton armé dosé à 300kg/kg pour enrobage conduite	m <sup>3</sup>	14	100 000	1 398 866
V.5	Béton de propreté pour bacs	m <sup>3</sup>	1,4	100 000	144 000
V.6	Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> coulé à plat pour radiers	m <sup>3</sup>	4	110 000	411 840
V.7	Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> coulé en élévation pour voiles et écran	m <sup>3</sup>	14	130 000	1 882 075
V.8	Enrochements rangés à la main autour du bac amont et aval	m <sup>3</sup>	7	20 000	132 000
V.9	Maçonnerie de moellons pour escaliers d'accès	m <sup>3</sup>	1	15 000	12 000
V.10	Echelle de descente en fer T12 dans les bacs amont et aval	U	2	50 000	100 000

Etude technique pour la construction du barrage de Lantaga dans la commune de Pilimpikou, province du Passoré, région du Nord, Burkina Faso.

V.11	Conduite DN350 en fonte et accessoires	ml	1	350 000	350 000
V.12	Robinet vanne DN 350 et accessoires	U	1	1 500 000	1 500 000
V.13	Crépine DN 350 et accessoires (de fabrication locale)	U	1	400 000	400 000
	<b>Sous total V</b>				<b>6 613 544</b>
<b>VI</b>	<b>Dispositif d'auscultation du barrage</b>				
VI.1	Echelle limnimétrique par unité de 1,00 m	ml	7	100 000	700 000
VI.2	Bornage de la limite de PHE	FF	1	1 500 000	1 500 000
	<b>Sous total VI</b>				<b>2 200 000</b>
<b>VII</b>	<b>Impacts/Actions environnementales</b>				
VII.1	Sensibiliser le personnel sur les risques de pollution et aux mesures de sécurité	Session	2	423 729	847 458
VII.2	Sensibilisation les populations sur les IST et l'hygiène	Session	5	847 458	4 237 288
VII.3	Renforcement technique des exploitants du barrage sur la protection des berges,	FF	1	2 542 373	2 542 373
VII.4	Plan de dédommagement et de réinstallation	FF	1	5 932 203	5 932 203
VII.5	Arrosage des voies d'accès	FF	1	635 593	635 593
VII.6	Délimitation et balisage de la bande de servitude de la cuvette du barrage	FF	1	2 966 102	2 966 102
VII.7	Reboisement	U	2 000	2 119	4 237 288
VII.8	Entretien périodique des plants	FF	1	1 694 915	1 694 915
VII.9	Création et dynamisation du comité de gestion du barrage	FF	1	1 694 915	1 694 915
VII.10	Acquisition de matériels d'entretien aux profits du comité de barrage	FF	1	2 542 373	2 542 373
VII.11	Mission de surveillance environnementale par le BUNEE	Mission	5	847 458	4 237 288
	<b>Sous total VII</b>				<b>31 567 797</b>
	<b>Montant Hors Taxes</b>				<b>855 840 528</b>
	<b>TVA (18%)</b>				<b>154 051 295</b>
	<b>Montant TTC</b>				<b>1 009 891 823</b>

## **Annexe 11 : Pièces graphiques**





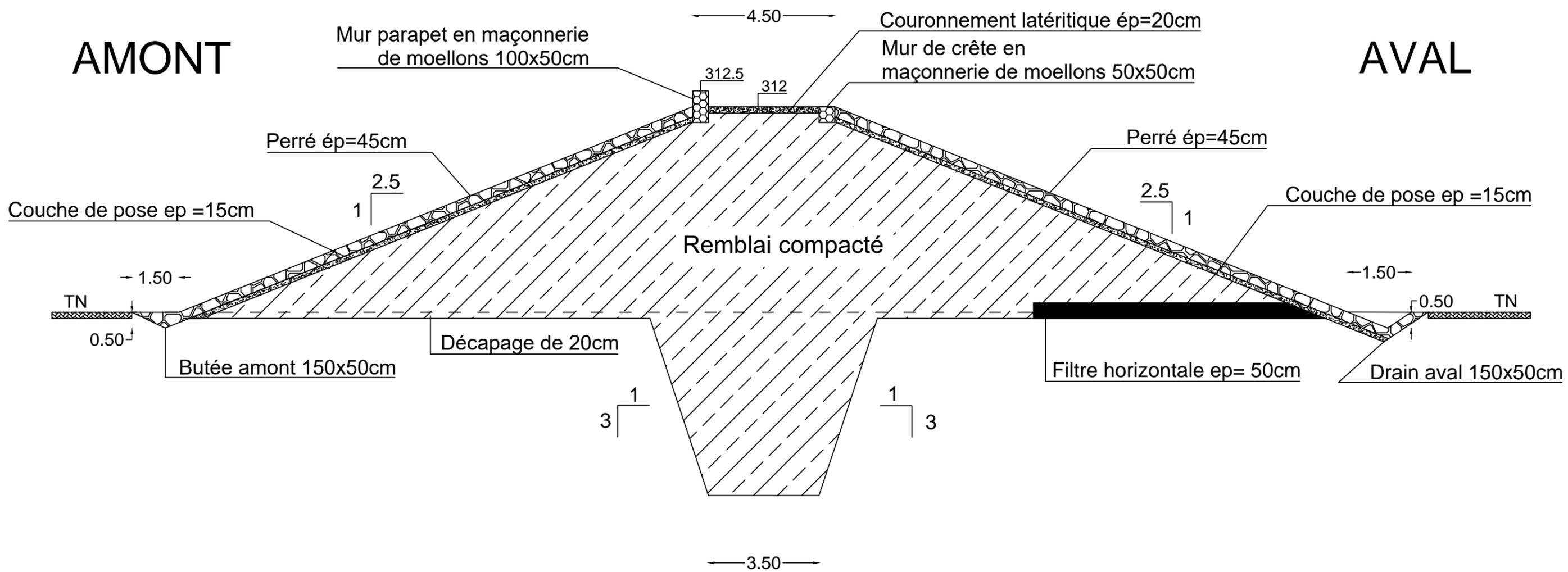
Echelle en X : 1/1000  
Echelle en Y : 1/100

PC : 295.00 m

Numéros des points TN	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P22
Altitudes TN	312.00	310.46	308.48	306.68	306.05	305.49	306.38	306.39	305.99	306.39	306.70	307.14	307.74	308.19	308.00	308.10	308.99	308.97	310.65	311.24	312.00
Distances partielles TN		25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.25
Distances cumulées TN	0.00	25.00	50.00	75.00	100.00	125.00	150.00	175.00	200.00	225.00	250.00	275.00	300.00	325.00	350.00	375.00	400.00	425.00	450.00	475.00	500.25
Altitudes Projet	311.80	310.26	307.93	305.59	303.25	302.54	301.82	301.10	300.39	301.18	301.97	302.76	303.55	304.34	305.13	305.92	306.71	307.50	308.29	310.42	311.49
Ecart TN- Projet	0.20	0.20	0.56	1.09	2.80	2.96	4.56	5.29	5.60	5.22	4.73	4.38	4.19	3.85	2.86	1.76	1.64	1.63	1.30	0.82	0.51
Distances partielles Projet		25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
Distances cumulées Projet	0.00	25.00	50.00	75.00	100.00	125.00	150.00	175.00	200.00	225.00	250.00	275.00	300.00	325.00	350.00	375.00	400.00	425.00	450.00	475.00	500.00
Pentes et rampes	PENTE L = 25.00 m P = -0.06 m/m		PENTE L = 75.00 m P = -0.09 m/m			PENTE L = 100.00 m P = -0.03 m/m				RAMPE L = 125.00 m P = 0.03 m/m				RAMPE L = 125.00 m P = 0.04 m/m			RAMPE L = 50.00 m P = 0.04 m/m				
Alignements et courbes	DROITE L = 500.25 m																				

AMONT

AVAL



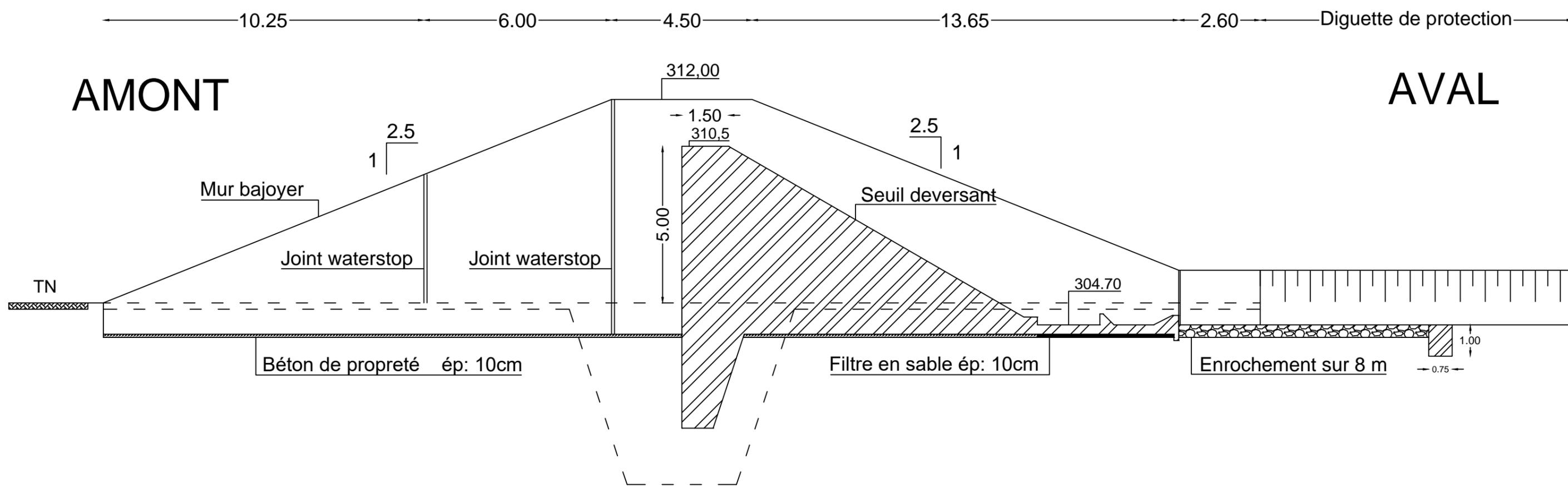
BURKINA FASO  
 COMMUNE DE PILIMPIKOU  
 VILLAGE DE LANTAGA

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE LANTAGA  
 PROFIL EN LONG DE L'AXE DU BARRAGE

Etabli par LANKOANDE Martial  
 Date : Juin 2021

PLAN N°3  
 ECHELLE : 1/125  
 FORMAT : A3





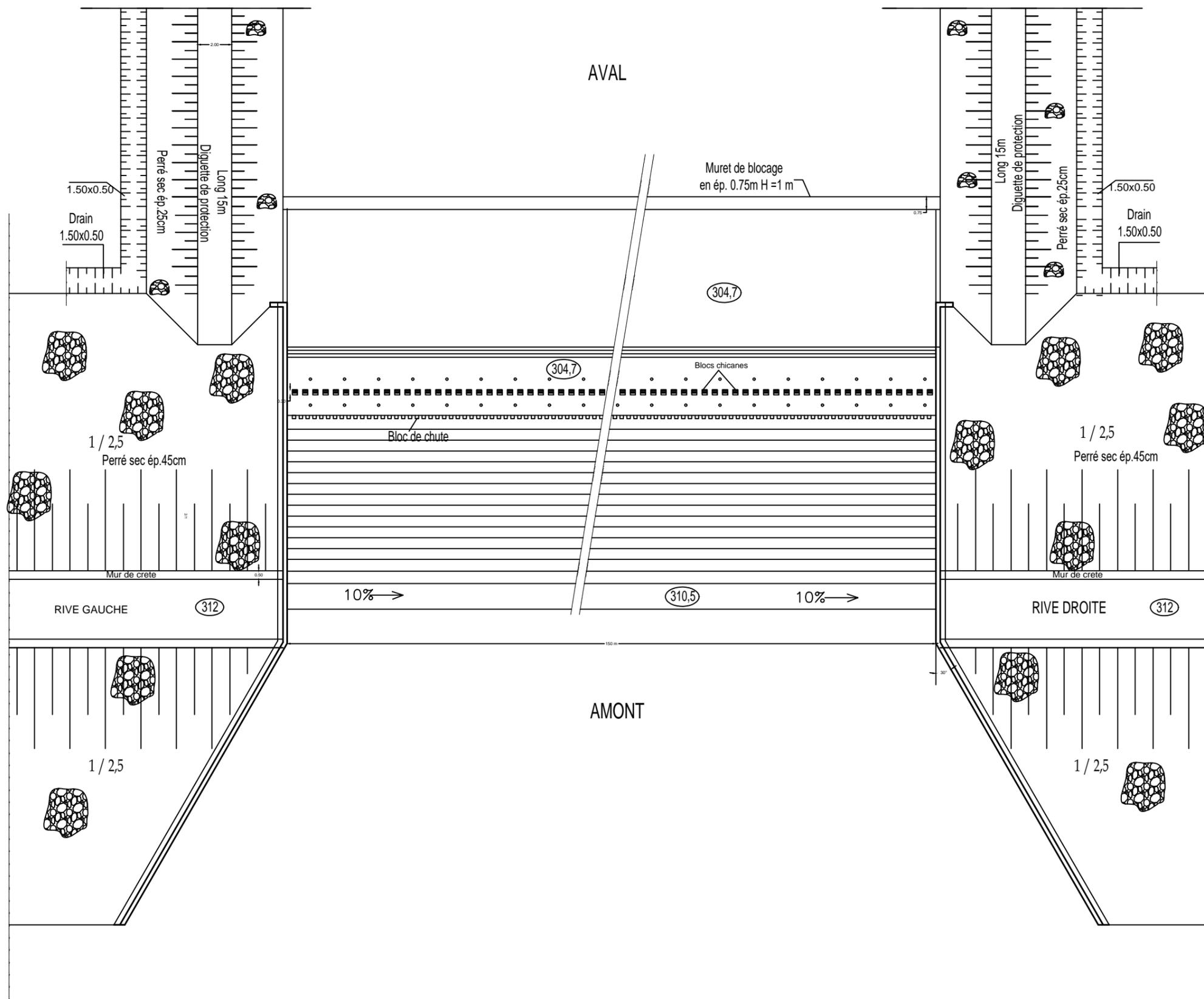
BURKINA FASO  
 COMMUNE DE PILIMPIKOU  
 VILLAGE DE LANTAGA

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE LANTAGA  
 PROFIL EN LONG DE L'AXE DU BARRAGE

Etabli par LANKOANDE Martial  
 Date : Juin 2021

PLAN N°4  
 ECHELLE : 1/125  
 FORMAT : A3





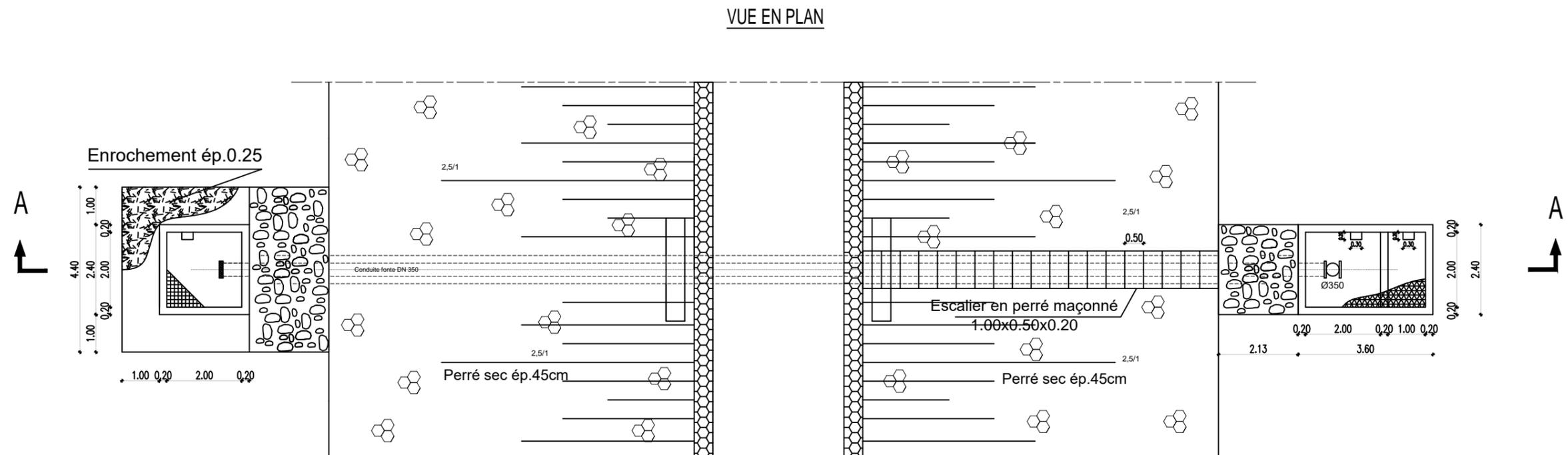
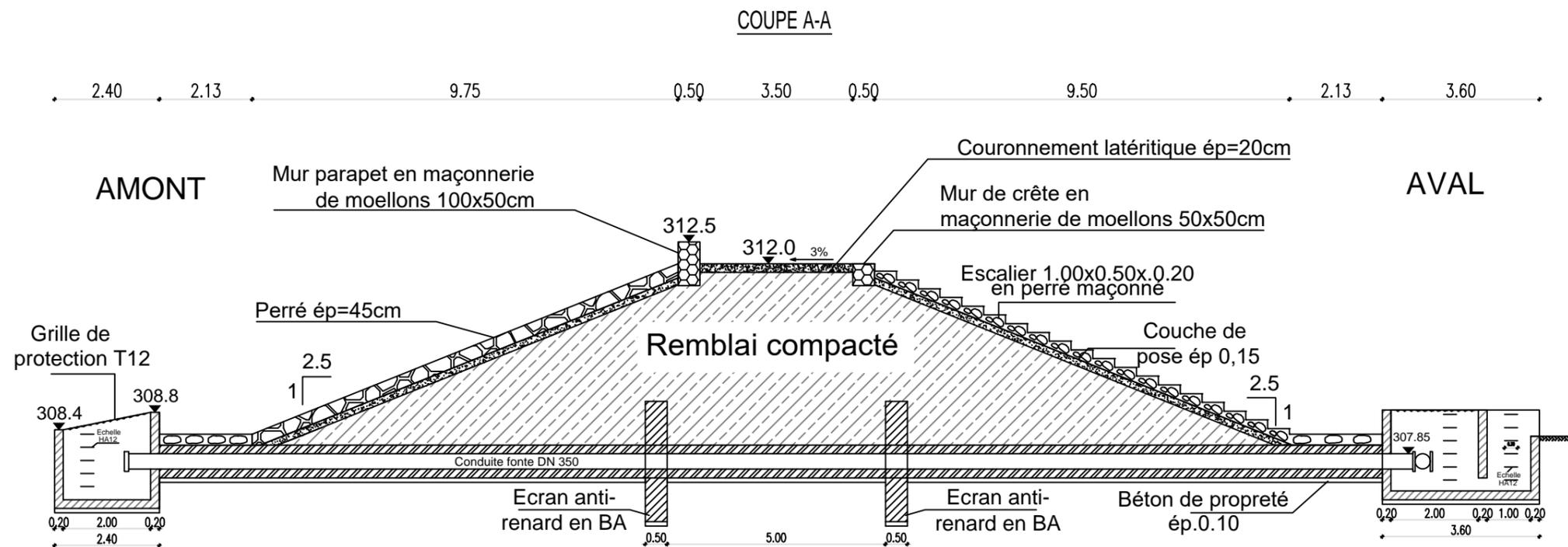
BURKINA FASO  
 COMMUNE DE PILIMPIKOU  
 VILLAGE DE LANTAGA

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE LANTAGA  
 PROFIL EN LONG DE L'AXE DU BARRAGE

Etabli par LANKOANDE Martial  
 Date : Juin 2021

PLAN N°5  
 ECHELLE : 1/250  
 FORMAT : A3





BURKINA FASO

COMMUNE DE PILIMPIKOU

VILLAGE DE LANTAGA

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE LANTAGA

PROFIL EN LONG DE L'AXE DU BARRAGE

Etabli par LANKOANDE Martial

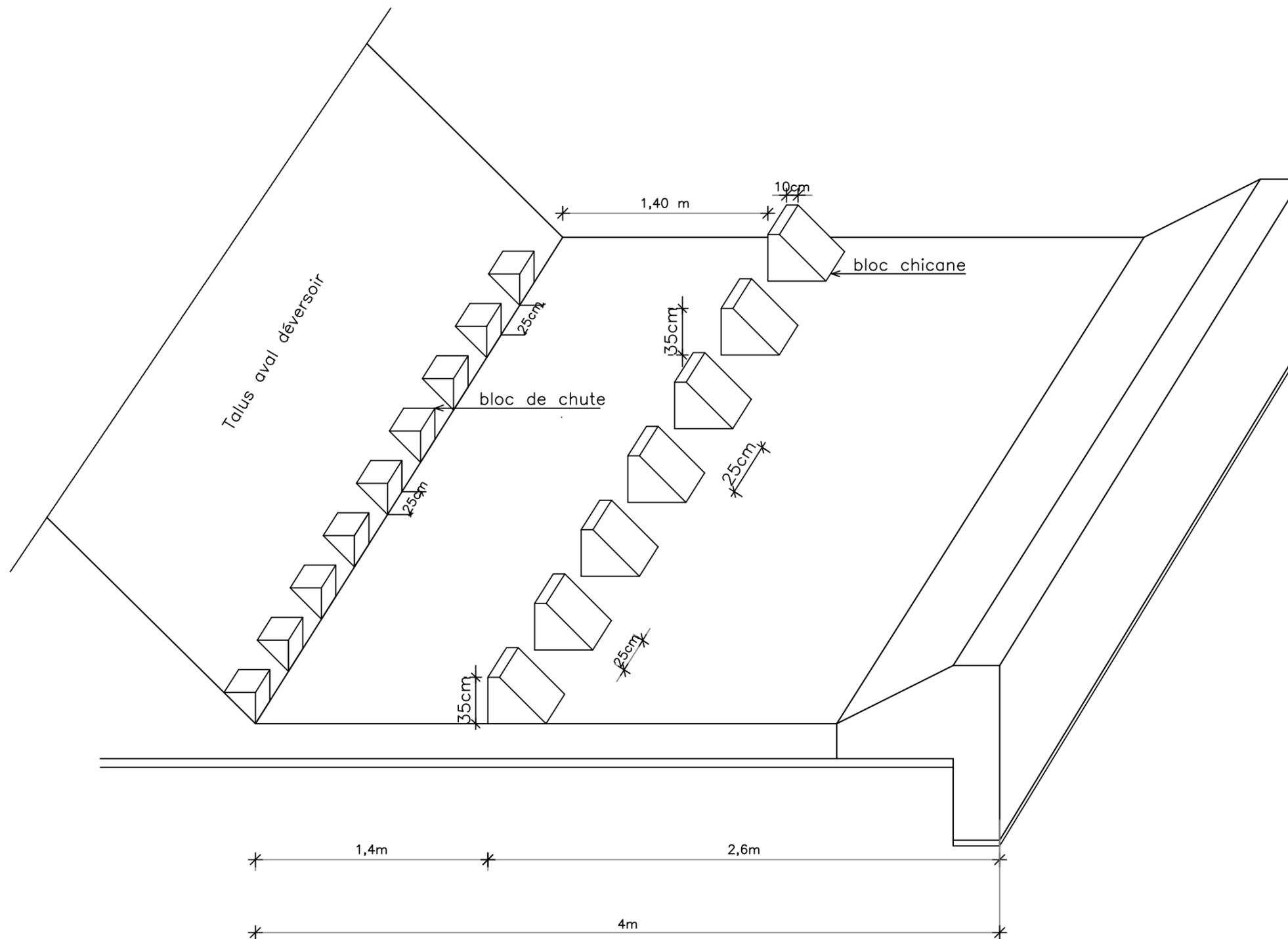
Date : Juin 2021

PLAN N°6

ECHELLE : 1/125

FORMAT : A3





BURKINA FASO

COMMUNE DE PILIMPIKOU

VILLAGE DE LANTAGA

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE LANTAGA

PROFIL EN LONG DE L'AXE DU BARRAGE

Etabli par LANKOANDE Martial

Date : Juin 2021

PLAN N°7

ECHELLE : 1/75

FORMAT : A3

