ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DE LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE YANTENGA, DANS LA COMMUNE RURALE DE DIABO, PROVINCE DU GOURMA, REGION DE L'EST (BURKINA FASO)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Présenté et soutenu publiquement le 21 Janvier 2019 par :

Azaria Tinbnoma BONKOUNGOU (20150488)

Encadrant 2iE : M. Moussa LO, Enseignant à 2iE (Département Génie civil et Hydraulique)

Maître de stage : M. Mahamoudou WANDAOGO, Ingénieur du Génie Rural à BERA

Structure d'accueil du stage : **B**ureau d'**E**tude et de **R**echerche **A**ppliquée (**BERA**)

Jury d'évaluation du Stage :

Président : Dr. Kokouvi Edem **N'TSOUKPOE**

Correcteurs : M. Bouraïma **KOUANDA**

M. Arnaud **OUEDRAOGO**

Promotion [2017/2018]

DEDICACES

À ma famille toute entière dont l'affection et le soutien multiforme ont été un levier de poids pour moi.

REMERCIEMENTS

J'adresse aussi mes sincères remerciements à :

- L'Institut 2iE, plus particulièrement à tous ceux qui ont contribué à ma formation ;
- Mr LO Moussa pour les précieux conseils, et leur disponibilité tout au long de mon stage ;
- Monsieur TRAORE S. Yacouba, Directeur du Bureau d'études « BERA » de m'avoir donné l'opportunité de réaliser mon stage dans sa structure ;
- Monsieur VOKOUMA T. Arthur, chef de service hydraulique agricole et urbaine de m'avoir fait profiter de ses connaissances et expériences dans le domaine des barrages;
- mon encadreur de stage Mr. WANDAOGO Mahamoudou pour son encadrement durant toute la période de mon stage ;
- l'ensemble du personnel de BERA, pour l'accueil et le soutiens tout au long de mon stage.

RESUME

Le présent mémoire traite des résultats de l'étude technique détaillée de la reconstruction d'un barrage au bénéfice du village de Yantenga dans la commune rurale de Diabo, région de l'Est.

Ce projet de reconstruction fait suite à la rupture de la digue.

La cuvette se situe à l'exutoire d'un bassin versant de 14 km². La digue reconstruite a une longueur de 590 m et une hauteur de 5,1 m (niveau fini de crête : 313,1 m) est à remblai homogène.

Le déversoir conçu pour évacuer les crues est en position latérale en rive gauche long de 70 m et conçu pour évacuer une crue centennale de 74,58 m^3/s. Un ouvrage de prise (servant de vidange), calé à la côte 310 m permettra l'irrigation d'un périmètre en aval de 3 ha.

Un filtre de sable horizontal d'épaisseur 10 cm et de longueur 70 m est mis en place sous le déversoir avec un tapis étanche amont mis en place au droit du déversoir.

L'ouvrage proposé permet de stocker 400 916 m^3 d'eau (au PEN) et le coût de réalisation global est estimé à **514 443 342** FCFA TTC.

Mots-clés :

1- Barrage

2- Diabo

3 - Digue

4- Reconstruction

5- Yantenga

ABSTRACT

The current memory deals with the detailed technical study of Yantenga dam reconstruction a village localized in Diabo rural commune, Gourma province, Est region. This study has been done later the dam breakage.

The dam to reconstruct has 590 meters as length and 5.1 meters height (Summit level 313.1 meter) is in homogeneous ground. The basin is localized at the outlet of a watershed with 14 Km square.

The new Spillway in lateral position and 70 meters length is in concrete and done for the drainage of a centennial high water 74.58 cube meters. A hydrant (serving as emptying), positioning in 310 meters allow to irrigate in downstream 3 hectare.

A horizontal san filter with 10 centimeter of thickness and 70 meters length is put in place under the spillway. A front airtight ground is put after the spill.

The piece of work put forward will allow to water animals and keep supplies of 400 916 cube meters and the total amount of these works is **514 443 342** FCFA TTC.

Key words:

1- Dam

2- Diabo

3- Embankment

4- Reconstruction

5- Yantenga

Fiche technique du barrage de Yantenga

I. LOCALISATION		
Village	YANTENGA	
Province	GOURMA	
Région	EST	
Coordonnées géographiques	Latitude : 12°01'19"N Longitude : 0°03'27"W Altitude : 308 m	
Désignation	**Unité**	**Caractéristiques**
II. BASSIN VERSANT		
Superficie	km²	14
Périmètre	km	16
Débit de projet	$m^{3/}s$	74,58
Apports en année moyenne	m^3	1 948 772
III. CUVETTE		
Côte PHE	m	312,6
Côte PEN	m	312,0
Volume d'eau au PHE	m^3	555 765
Volume d'eau au PEN	m^3	400 916
Superficie de la retenue au PHE	m²	555 765

Superficie de la retenue au PEN	m²	400 916
IV. DIGUE		
Type	-	Homogène en argile
Côte de calage	m	313,1
Hauteur maximale par rapport au lit mineur	m	5,1
Largeur en crête	m	4
Longueur (déversoir + digue)	m	590
Pente du talus amont = Pente du talus aval	-	1V/2H
V. EVACUATEUR DE CRUE		
Nombre	-	01
Position	-	Latérale en rive gauche
Cote de calage	m	312
Hauteur maximale	m	4
Type	-	Déversoir-radier trapézoïdale
Longueur totale	m	70
Largeur en crête	m	4
Type bassin de dissipation	-	Simple Bétonnage
Longueur bassin de dissipation	m	70
Largeur bassin de dissipation	m	3,5
VI. OUVRAGE DE PRISE		

Position	-	Centrale
Type de commande	-	Vanne aval
Nature de la conduite	-	Canal en fonte
Diamètre d la conduite	mm	Ø 300
VII. COUT DES TRAVAUX	FCFA	**514 443 342 TTC**

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut Internationale de l'Eau et de l'Environnement

BERA : Bureau d'Etude et de Recherches Appliquées

CIEH : Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques

CEMAGREF : Centre du Machinisme Agricole du Génie Rural des Eaux et des Forets.

EIER : Ecole Inter-Etat des Ingénieurs de l'Equipement Rural

FAO : Fonds des Nations Unies pour l'Agriculture et l'Alimentation

FIT : Front Inter-Tropical

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

PEN : Plan d'Eau Normal

PHE : Plus Hautes Eaux

P10 : Pluie journalière décennale humide

P100 : Pluie journalière centennale humide

TN : Terrain Naturel

SOMMAIRE

Table des matières

DEDICACES i
REMERCIEMENTS ii
RESUME iii
ABSTRACT iv
LISTE DES ABREVIATIONS viii
SOMMAIRE 1
LISTE DES TABLEAUX 4
LISTE DES FIGURES 5
I. INTRODUCTION 6
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE 7
II.1 Présentation de la structure d'accueil 7
II.2 Caractérisation de la zone d'étude 8
II.2.1 Localisation de la zone d'étude 8
II.2.2 Aspects physiques et naturels 9
II.2.2.1 Le relief et le climat 9
II.2.2.2 Les sols et la végétation 10
II.2.2.3 L'hydrographie 10
III. PRESENTATION DU PROJET 11
III.1 Contexte de l'étude 11
III.2 Justification 11
III.2.1 Objectif général 11
III.2.2 Objectifs spécifiques 11
III.3 Etat des lieux 11
III.3.1 La Digue 11
III.3.2 Le Déversoir 12
III.3.3 Le Bassin de dissipation 12
III.3.4 Le Chenal d'évacuation 12
III.3.5 La cuvette 13
III.3.6 La prise d'eau 13
III.3.7 Le périmètre irrigué 13
III.4 Données de base 15
III.4.1 Synthèse des études topographiques 15

III.4.2 Synthèse des études géotechniques 15
III.4.3 Données météorologiques 17
IV. MATERIELS ET METHODES 18
IV.1 Matériels 18
IV.2 Méthode 18
IV.2.1 Recherche bibliographique et collecte de données 18
IV.2.2 Etudes pluviométriques 18
IV.2.3 Etudes hydrologiques 19
IV.2.3.1 Caractéristiques du bassin versant 19
IV.2.3.2 Période de retour 22
IV.2.3.3 Détermination de la crue du projet 22
IV.2.3.4 La crue de rupture du projet 24
IV.2.3.5 Estimation des apports et pertes 25
IV.3 Etude de la cuvette 25
IV.3.1 Courbe Hauteur-Volume 25
IV.3.2 Calage du Plan d'Eau Normal 26
IV.3.3 Lame d'eau déversant 26
IV.3.4 Calage du PHE 26
IV.3.5 Calcul des besoins en eau 26
IV.3.6 Evaluation des pertes 27
IV.3.7 La courbe d'exploitation 28
IV.4 Conception du barrage 28
IV.4.1 Dimensionnement de la digue 29
IV.4.2 Dimensionnement des ouvrages annexes 32
IV.4.2.1 Le déversoir 32
IV.4.2.2 Mur bajoyer 35
IV.4.2.3 Bassin de dissipation 36
IV.4.2.4 Le chenal d'évacuation 37
IV.4.2.5 Ouvrage de prise et de vidange 37
IV.5 Etude financière 37
IV.6 Etude d'impact environnemental 37
V. RESULTATS ET DISCUSSIONS 38
V.1 Etudes hydrologiques 38
V.1.1 Synthèse des études pluviométriques 38
V.1.2 Caractéristiques du bassin versant 39
V.1.3 Courbe hypsométrique 40

V.1.4 Prédétermination de la crue du projet 41
V.1.5 Crue de rupture ou limite de crue 41
V.2 Etude de la retenue 41
V.2.1 Courbe hauteur-Volume/Hauteur-surface 41
V.2.2 Evaluation des apports liquides (Ve) 43
V.2.3 Evaluation des dépôts solides 43
V.2.4 Evaluation des pertes et des besoins 44
V.2.5 Evaluation des besoins en eau 44
V.2.6 Courbe d'exploitation du barrage 45
V.3 Conception et dimensionnement du barrage 46
V.3.1 Digue 46
V.3.2 Stabilité des pentes de talus 47
V.3.3 Protection des talus 48
V.3.4 Tranchée d'encrage 49
V.4 Dimensionnement du déversoir et des ouvrages annexes 50
V.4.1 Déversoir 50
V.4.2 Etude de stabilité 50
V.4.3 Le mur Bajoyer 51
V.4.4 Bassin de dissipation et chenal d'évacuation 52
V.4.5 Diguettes de protection 53
V.4.6 Ouvrage de prise 53
VI. ETUDE FINANCIERE 55
VII. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL 56
VIII. CONCLUSION 58
IX. RECOMMANDATIONS 59
X. BIBLIOGRAPHIE 60
XI. ANNEXES 62

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Coordonnées de points de références 15
Tableau 2:Période de retour 22
Tableau 3:Fruit indicatif des talus des barrages stables 30
Tableau 4: Paramètres Physiques du bassin versant de Yantenga 39
Tableau 5: tableau de synthèse du débit de crue par les méthodes empiriques 41
Tableau 6: Estimation du volume des sédiments 43
Tableau 7: Simulation des pertes et des besoins 45
Tableau 8: conception de la digue 46
Tableau 9: Protection des talus et de la crête du barrage 48
Tableau 10: Caractéristiques géométriques du mur bajoyer 51
Tableau 11: Caractéristiques de l'ouvrage de prise 54
Tableau 12: Plan de Gestion Environnementale et Sociale 63
Tableau 13: pluies annuelles et maximale journalière 64
Tableau 14: analyses des séries de pluies annuelles moyennes du Gourma 66
Tableau 15: Résultats des ajustements des pluies journalières maximales 67
Tableau 16: type de relief en fonction de la dénivelée spécifique 69
Tableau 17: Coefficient de détermination de kr_{70} et kr_{100} 70
Tableau 18: Calcul des débits selon la méthode CIEH 76
Tableau 19: Apports liquides 79
Tableau 20: Détermination des apports selon la méthode Rodier 80
Tableau 21: Détermination de la superficie et du volume en fonction de la côte 81
Tableau 22: besoin en eau de l'oignon 82
Tableau 23: besoin en eau pastoral 83
Tableau 24: estimation des pertes 83
Tableau 25: valeurs minimales de la revanche 86
Tableau 26: laminage des crues 89
Tableau 27 : récapitulatif de bilan des forces et moments du déversoir 92
Tableau 28: récapitulatif de bilan des forces et moments du mur 93
Tableau 29: Devis estimatif et quantitatif 99

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation de la commune de Diabo 9

Figure 2: Bilan des forces sur le déversoir 33

Figure 3: Analyse des données pluviométriques journalières de Fada N'Gourma 38

Figure 4: Analyse des données pluviométriques journalières de Fada N'Gourma 38

Figure 5: Bassin versant alimentant le barrage de Yantenga 39

Figure 6 : Courbe Hypsométrique du bassin versant 40

Figure 7: courbe Hauteur-Surface 42

Figure 8: courbe Hauteur-Volume 42

Figure 9: Courbe d'exploitation de la retenue 45

Figure 10: Cercle de glissement des talus 48

Figure 11: Caractéristiques du mur 52

Figure 12 : caractéristique du bassin de type II 53

Figure 13: Plan de ferraillage 94

I. INTRODUCTION

Un des plus grands défis auquel le Burkina Faso reste confronté est de parvenir à assurer un niveau de sécurité alimentaire adéquat pour une population toujours de plus en plus nombreuse. Et la solution à ce défi repose notamment sur la mobilisation de la ressource en eau. Cependant La position géographique du pays ainsi que son niveau de développement le rendent très vulnérable en matière d'eau. Des efforts sont certes consentis par l'Etat à travers la construction de retenues d'eau, mais le problème de la mobilisation des eaux de surface demeure. Tous ses facteurs rendent peu probant les secteurs de l'élevage, l'agriculture de contre-saison et certaines activités liées à l'eau. Les autorités ont donc entrepris un vaste programme de construction de plusieurs retenues et l'aménagement de périmètres en aval de certains ouvrages. C'est dans cette optique que le barrage de Yantenga a été construit dans la commune rurale de Diabo en 1984 dans la région de l'Est du Burkina Faso. Une alternative afin d'occuper la population paysanne pendant la saison sèche.

On dénombre deux grands types de barrages : les barrages en terre et les barrages en béton. Comme tous ouvrages, ces barrages sont exposés à des dommages qui peuvent aller des fissurations ou fracturations à la rupture de l'ouvrage.

Le barrage de Yantenga ayant été victime d'une rupture en 2015 fera l'objet de notre étude

Ce présent rapport dont le thème s'intitule : « Etude technique détaillée de la reconstruction du barrage de YANTENGA, dans la Commune Rurale de Diabo, Province du Gourma, Région de l'Est» retrace l'ensemble des travaux que nous avons menés tout au long de la durée de notre stage. L'objectif principal étant la réalisation des études de faisabilité de la reconstruction de la digue du barrage de Yantenga dans la commune rurale de Diabo dans la région de l'Est.

Dans un premier temps, nous ferons une présentation de la zone du projet. Ensuite nous aborderons la démarche méthodologique, et présenterons les matériels utilisés ; et enfin nous présenterons nos résultats suivis de discussion, une conclusion et des recommandations.

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 Présentation de la structure d'accueil

❖ Raison sociale de BERA

BERA est un bureau d'ingénierie de droit burkinabè à vocation internationale qui intervient dans le domaine de l'eau et de l'environnement. BERA intervient dans l'assistance technique auprès du Maitre d'ouvrage, la Maitrise d'œuvre complète, les études d'exécution ou le contrôle des travaux. Le bureau a été créé depuis 1986 avec pour statut juridique une SARL.

❖ Principaux domaines d'interventions et de compétences de BERA

Les principaux domaines d'intervention sont :

- **Hydraulique Agricole :** Etude générale d'aménagement de bassins, de vallées, de bas-fonds, de plaines Hydrologie, drainage, eaux souterraines Aménagement des cours d'eau et des lacs ; Irrigation ; Barrages ; Contrôle et suivi de travaux ; Etudes de faisabilité ; évaluation et appui technique aux projets de développement rural.

- **Hydraulique Urbaine et Assainissement :** Adduction et distribution d'eau ; traitement des eaux stations de pompage réservoirs ; épuration des eaux usées Traitement des eaux industrielles assainissement ; Contrôle et suivi des travaux.

- **Environnement :** Etude d'impact ; étude des milieux naturels ; étude d'urbanisme ; étude de pollution de l'eau et de l'atmosphère ; défense et restauration des sols, Aménagement et gestion des terroirs.

- **Hydraulique Villageoise et Pastorale :** Inventaire des ressources hydrauliques Recherches et définition des ressources en eau souterraine ; indication des méthodes d'exploitation des réserves d'eau ; implantation des puits et forages, installation des pompes ; contrôle et suivi des travaux de réalisation des ouvrages ; suivi des nappes d'eau souterraines ; animation, sensibilisation, formation.

II.2 Caractérisation de la zone d'étude

II.2.1 Localisation de la zone d'étude

Suivant la division administrative du pays, Diabo est un département de la province du Gourma (chef-lieu Fada N'Gourma) qui est elle-même située dans la région de l'Est qui a pour chef-lieu Fada. Diabo est situé à l'ouest de la province et couvre une superficie de 656 km^2 et est limitée:

- Au Nord et au Nord-Est par les communes rurales de Tibga et de Diapangou (province du Gourma) ;
- A l'Ouest et au Sud-Ouest par les communes rurales de Bissiga (province du Boulgou) et de Gounghin (province du kouritenga);
- A l'Est par la commune de Fada (province du Gourma);
- Au Sud par la commune urbaine de Comin-Yanga (province du koulpélogo)

Diabo, le chef-lieu de département, se trouve à 50 km de Fada N'Gourma et à 210 km de Ouagadougou, capitale du Burkina Faso. Le chef-lieu Diabo est à 20 km de la route Nationale n°4 (Ouagadougou-Fada Le présente étude a pour terrain le village de Yantenga, un des 63 villages que compte le département. Les coordonnées GPS du site (exutoire) sont :

Longitude : 0°03'27"W

Latitude : 12°01'19"N

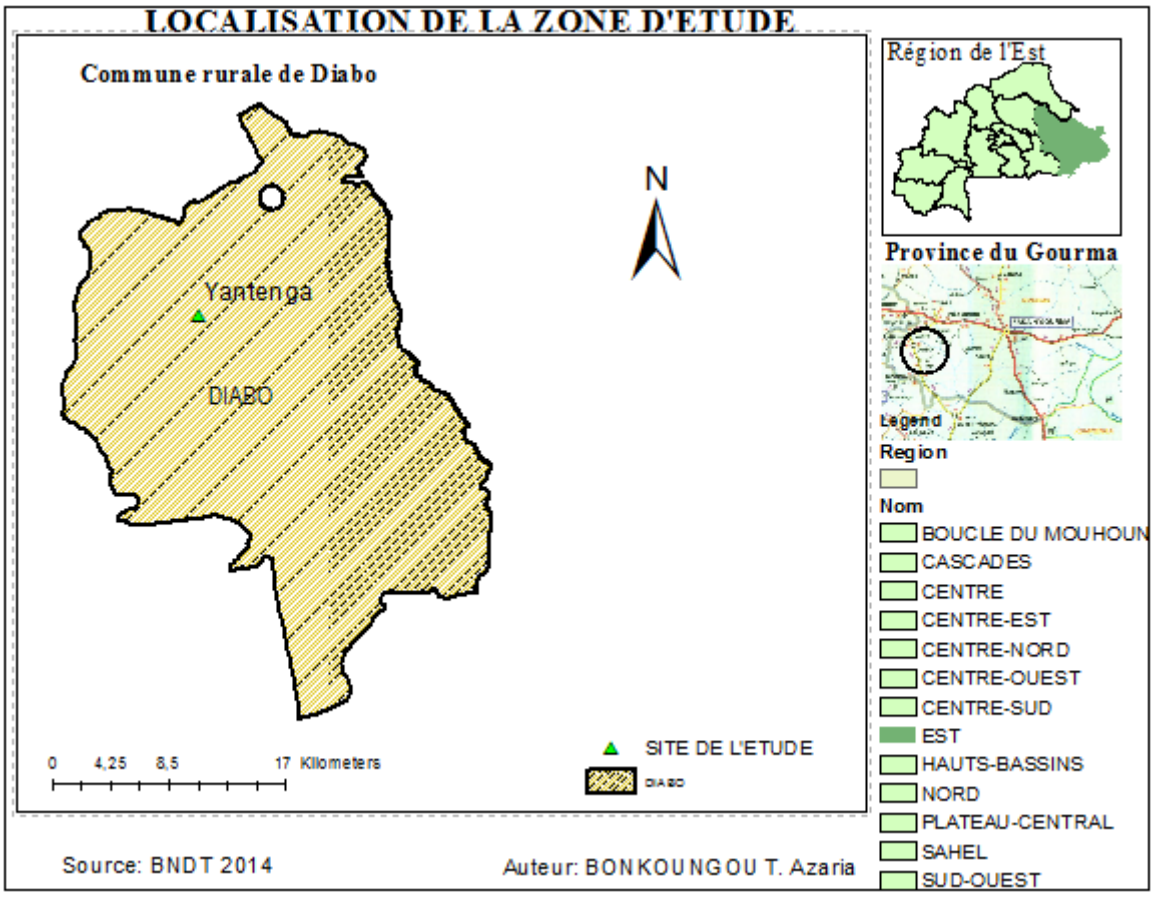


Figure 1 : Localisation de la commune de Diabo

II.2.2 Aspects physiques et naturels

II.2.2.1 Le relief et le climat

❖ **Le relief**

Le département de Diabo fait partie d'une vaste pénéplaine qui occupe toute la partie centrale du Burkina. D'une altitude moyenne variant entre 300 m et 320 m, elle est relativement peu accidentée avec par endroit des affleurements de roches granitiques et de buttes cuirassées. Cette pénéplaine est faiblement entaillée par les lits des cours d'eau qui la parcourent.

❖ **Le climat**

De par sa position géographique, le département de Diabo se situe dans la zone climatique nord-soudanienne, qui se caractérise par deux saison :

- Une saison pluvieuse qui se manifeste généralement de Mai à Octobre avec la remontée de la mousson (vent humide et chaud d'origine océanique),

- Et une saison sèche de 6 mois également ; il dure de novembre à avril avec la prédominance de l'harmattan qui est un vent sec et poussiéreux venant du Sahara.

D'une façon générale, la pluviométrie du département est relativement importante avec une moyenne de 900,14 mm d'eau. Les extrêmes varient entre 600 mm et 1000 mm/an.

II.2.2.2 Les sols et la végétation

❖ Les sols

Dans le département de Diabo, on distingue plusieurs types de sols dont :

- Les sols argilo-sableux qui résulte de l'altération des roches granitiques. Ce sont des sols assez légers, parsemés de blocs de granites.
- Les sols argileux, très peu répandus, ils se rencontrent le long des cours d'eau ou ils se prêtent à la culture du manioc, patate douce, à la culture maraichère.
- Les sols sablo-gravionnaires

Dans l'ensemble, ces sols sont assez dégrades du fait de la pression foncière et des systèmes d'exploitations extensif.

❖ La végétation

Le couvert végétal présente des formations naturelles de type savane arbustive à savane arborée à dominance d'espèces utilitaires telle que le néré, le karité, le résinier et le tamarinier. Au niveau des formations naturelles, il existe de petites réserves forestières quelques verger de manguiers sur tout le long des cours d'eau.

Le tapis herbacé est essentiellement fait de penicetum pedicelatum, et anthropogon.

II.2.2.3 L'hydrographie

Le réseau hydrographique de la commune repose essentiellement sur deux bassins versants que sont celui du Niger et celui de la Pendjari. Un nombre important de cours d'eau temporaire comportant plusieurs bas-fonds sont à l' origine de la réalisation de plusieurs retenues d'eau dont dispose la commune.

III. PRESENTATION DU PROJET

III.1 Contexte de l'étude

Le Burkina Faso a obtenue de l'Association Internationale de Développement (IDA) un don pour financer le coût de Deuxième Programme Nationale de Gestion des Terroirs (PNGT2) phase III de recrutement d'un consultant pour la réalisation de l'étude technique détaillée de reconstruction de la digue du barrage de YANTENGA qui a cédée en 2015.

III.2 Justification

III.2.1 Objectif général

L'objectif général de ce présent rapport est d'établir un dossier technique montrant l'étude technique détaillée de la reconstruction de la digue de la retenue d'eau de Yantenga (commune rurale de Diabo)

III.2.2 Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques se présentent comme suit :

- Produire une synthèse des études de base qui serviront au dimensionnement de l'ouvrage (Topographique, environnementale, géotechnique, etc.) ;
- Faire l'étude hydrologique et définir la crue de projet ;
- Proposer des solutions permettant la réalisation optimale des ouvrages ;
- Réalisation des plans de conception de l'ouvrage ;
- Réalisation des devis quantitatifs et estimatifs des travaux à réaliser.

III.1 Etat des lieux

III.3.1 La Digue

La digue du barrage est une digue routière en remblai argileux compacté. La crête de la digue est protégée par de la latérite. Les talus amont et aval sont protégés par du perré sec.

L'état actuel de la digue présente des nids de poule sur la petite base roulante. Aussi, sur le talus amont, il y'a présence d'arbre et de termitière. A cela, on note un départ des protections en perrés sur le flanc amont en certains endroits.

Du coté aval de la digue, notons la présence d'arbre et la présence des griffes d'érosion du talus par endroit. Le perré de protection est couvert de terre donnant l'impression de son inexistence.

Enfin nous avons constaté sur les lieux qu'une partie de la digue a cédés causant en même temps la rupture de la route reliant le village de Yantenga et de Zeka

III.3.2 Le déversoir

Le déversoir sous forme radier est composé d'un corps de 30 m et de deux rampes de 10 m chacune soit une longueur totale de 40 m.

Le corps du radier est constitué de remblai compacté enveloppé de dalles en béton armé d'épaisseur 15 cm. Les dalles sont coulées en plots de 5 m.

Les différentes dégradations constatées sur le déversoir sont :

- Une forte dégradation des crêtes sur les côtés amont et aval du déversoir ;
- Une destruction des gardes corps sur les côtés du déversoir et souvent inexistant par endroit ;
- Un déchaussement du béton des dalles en aval du déversoir.

III.3.3 Le Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation en aval du déversoir-radier est quasiment inexistant lorsque nous sommes arrivés sur le site du barrage.

III.3.4 Le Chenal d'évacuation

Les dégradations constatées sont entre autres des blocs chicanes arrachés, des cages de gabions et une désorganisation du perré sec.

III.3.5 La cuvette

Nous avons constaté que la cuvette du barrage est vidée de toute son eau. L'eau entre et sort de la cuvette par la brèche causée par la rupture.

III.3.6 La prise d'eau

Le barrage de Yantenga est construit sans ouvrage de prise et de vidange.

III.3.7 Le périmètre irrigué

En aval du barrage, il y a un périmètre aménagé de 3 ha exploitables et un verger de manguiers et des puits moderne un peu partout.

Le muret de crête cassé par endroit

La crête de digue dégradée

Dégradation de la protection du talus amont de la digue par l'érosion par endroits

Lieu de rupture du radier

Cassures et fissures au niveau du radier

Présence d'arbres et d'arbustes sur la crête et les talus de la digue

Présence de champs de cultures dans la cuvette

III.2 Données de base

Les données de base qui nous ont permis de mener à bien l'étude sont les données climatologiques (pluviométrie, température, évaporation), le fond topographique de la cuvette, l'étude géotechnique et la notice d'impact environnemental.

III.4.1 Synthèse des études topographiques

Une campagne topographique a été entreprise par une équipe topo en 2017. Les investigations menées sont les suivantes :

- L'établissement du profil en long de l'axe de la digue aux échelles 1/1 000ème et 1/100ème;
- La mise en place de bornes repères dont les cotes ont été prises au GPS ;

A l'issue de report des plans de masse de la cuvette y compris la digue ont été élaboré faisant ressortir tous les éléments caractéristiques du terrain. **(Annexe VII ; page 102 et Annexe VIII ; page 103).**

Tableau 1: Coordonnées de points de références

MATRICULE	X	Y	Z
B.1	820579,000	1329686,000	313,000
B.2	820151,729	1329654,057	312,918
B.3	819965,703	1329526,815	313,909
B1A.1	820224,700	1329664,298	312,604
B2A.1	820202,349	1329713,408	309,037

III.4.2 Synthèse des études géotechniques

La détermination des caractéristiques géotechniques des ouvrages du barrage et la recherche de zone d'emprunts et des carrières d'agrégats ont été confiés au laboratoire du Bureau d'Etude et de Contrôles des Ouvrages Hydro-Agricoles et Annexes.

L'étude géotechnique du barrage de YANTENGA a été réalisée en deux phases:

- Une phase terrain au cours de laquelle nous avons creusé un puits à ciel ouvert dans la fondation de la digue au niveau de la brèche pour connaître la nature du sol de fondation. Nous avons également recherché une zone d'emprunt d'argile et une zone d'emprunt de graveleux latéritique pour les besoins en remblai de la digue.
- Une phase laboratoire au cours de laquelle les échantillons prélevés dans le sol de fondation et dans les zones d'emprunt ont été analysés.

❖ Fondation de la digue dans la zone de rupture

Nous avons creusé un puits à ciel ouvert de 2,00 m de profondeur dans la zone de rupture. On distingue trois couches de matériaux :

- ✓ première couche : elle est épaisse de 1,50 m et constituée d'argile sableuse.
- ✓ deuxième couche : elle est épaisse de 0,50 m d'épaisseur; le matériau rencontré est de l'arène granitique argileuse.
- ✓ troisième couche : c'est de la roche granitique saine.

Dans la zone de rupture, la tranchée d'ancrage reposera sur la roche granitique saine située entre 2,00 m à 2,50 m de profondeur entre les profils 20 et 25+5 m.

❖ Zone d'emprunt d'argile

Nous avons recherché et identifié une zone d'emprunt d'argile en aval en rive gauche à 77 m de la digue du barrage. Nous y avons creusé trois puits à ciel ouvert de 1,50 m de profondeur. Les analyses effectuées nous permettent de conclure que l'identification de ce matériau par la classification USCS, montre que nous avons de l'argile moyennement à peu plastique (CL). Avant l'exploitation de cet emprunt, un décapage de 0,20 à 0,30 m de terre végétale est recommandé. La superficie explorée étant (160 m x 50 m) de 8 000 m^2 et la couche exploitable de 1,25 m, on peut disposer de 10 000 m^3 de matériau de remblai argileux non dispersif. Le matériau de cet emprunt pourra être utilisé pour le remblaiement de la brèche.

❖ **Zone d'emprunt de graveleux latéritique**

Nous avons recherché et identifié une zone d'emprunt de graveleux latéritique en amont en rive gauche à environ 410 m de la digue du barrage; (coordonnées UTM : 30P0820109/1329267). Nous avons creusé quatre puits à ciel ouvert de 0,80 m de profondeur. Les analyses montrent que l'identification de ce matériau par la classification USCS, montre que nous avons du grave argileux (GC). Le matériau de cet emprunt pourra être utilisé pour les besoins en reprofilage des talus et de la crête de la digue.

❖ **Matériaux de construction**

Le site du barrage étant loin de Ouagadougou, nous recommandons d'acheter les matériaux de construction (sable et gravier) à Koupéla ou à Fada N'Gourma.

III.4.3 Données météorologiques

Les données pluviométriques utilisés sont celles de la station synoptique de Fada N'Gourma qui est la plus proche. Les relevés considérés s'étalent sur une période allant de 1951-2011 soit sur 60 ans. **(cf. Annexe II page 54)**

IV. MATERIELS ET METHODES

IV.1 Matériels

L'étude a été effective grâce à Un ensemble d'outils et de matériels. Nous pouvons citer :

- Un GPS pour la prise des coordonnées géographiques ;
- HyfranPlus : pour l'analyse fréquentielles des pluies ;
- COVADIS 2013 : pour le tracé des profils en long ;
- AutoCAD 2016 : pour les différents dessins ;
- Géoslope 2007 : pour vérifier la stabilité des pentes des talus ;
- Arc Gis 10.4 : pour délimiter le bassin versant et éditer les différentes cartes ;
- CROPWAT 8.0 : pour la détermination des coefficients culturaux ;
- et aussi les outils comme WORD et EXCEL pour le calcul et la rédaction du rapport.

IV.2 Méthode

Notre étude se base sur une méthodologie s'établissant comme suit :

IV.2.1 Recherche bibliographique et collecte de données

Il faut dire que la recherche documentaire relative au barrage de a été assez difficile vu qu'il n'y avait pas de données d'études techniques détaillées de l'ouvrage justifiant sa réalisation et ses réhabilitations antérieures.

Quant aux documents techniques et cours vus en classe, ils ont permis de guider tout le long de l'étude sur les méthodes de dimensionnement.

IV.2.2 Etudes pluviométriques

Les données de la station de Fada N'Gourma ont été retenues pour l'analyse de la pluviométrie compte tenu de sa proximité avec la commune de Diabo. Dans le cadre du projet

d'étude, les séries de pluies journalières maximales et annuelles de la période allant de l'année 1951 à 2011 ont servi de base pour l'étude de la pluviométrie.

Ces données ont été traitées à l'aide du logiciel Hyfran. La série pluviométrique annuelle a été ajustée avec la loi de GAUSS tandis que celle journalière avec la loi GUMBEL avec un niveau de confiance de 95%.

IV.2.3 Etudes hydrologiques

IV.2.3.1 Caractéristiques du bassin versant

❖ **Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant**

Le périmètre P (Km) et la surface S (Km^2) du bassin versant : ces paramètres interviennent dans le calcul des crues. Il est important de les déterminer avec précision au risque de sous-évaluer ou surestimer la crue de projet. Ils ont été obtenus à partir du logiciel Arc GIS. Nous avons ainsi pu définir, la surface qui a permis de déterminer la taille du bassin et la forme du bassin qui a permis de déterminer le type de réseau hydrographique auquel appartient notre bassin.

❖ **La pente longitudinale**

Elle influe de manière notable sur les débits de crues en augmentant ou en diminuant les vitesses de ruissellement suivant que la pente est forte ou faible.

$I\ (‰) = \frac{\Delta H}{Lc}$	○ ΔH : la différence d'altitude ○ Lc : Longueur du cours d'eau principal

Les expériences de ORSTOM faites par RODIER et AUVREY en 1965 et reprises par RODIER en 1996 ont permis de définir les indices de pentes de bassins versant et de déterminer leur classification comme présenté ci-dessous :

- ✓ R1 : correspond à des bassins de pentes extrêmement faibles inférieures à 2 m/km (2‰)
- ✓ R2 : correspond à des bassins de pentes faibles comprises entre 2 m/km et 5 m/km (2‰ et 5‰). Ce sont des bassins de plaine

- ✓ R3 : correspond à des bassins de pentes modérées comprises entre 5 et 10 m/km (5‰ et 1%). Ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain
- ✓ R4 : correspond à des bassins de pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 1% et 2%, pentes transversales supérieures à 2%. Ce sont des zones d'ondulation de terrain
- ✓ R5 : correspond à des bassins de pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2 et 5%, pentes transversales entre 8 et 20%. Ce sont des régions de collines
- ✓ R6 : correspond à des bassins de pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5%, pentes transversales supérieures à 20%. Ce sont des régions de montagnes

Source : Maîtrise des crues dans les bas-fonds, petits et micro barrages en Afrique de l'Ouest. (P. 354 et 355)

❖ L'Indice de compacité de Gravelus (KG)

Il renseigne sur la forme du bassin et est donné par la formule suivante :

$Ic = 0{,}28 * \frac{P}{S^{0,5}}$	○ KG sans unité ○ P : le périmètre du bassin versant en Km ○ S : l'aire du bassin versant en Km^2

Pour KG >>1, le bassin est allongé

❖ La longueur du rectangle équivalent (Leq)

C'est la longueur d'un rectangle ayant même superficie, même indice de compacité et même distribution hypsométrique que le bassin versant étudié. Sa longueur est calculée par la relation :

$Leq = \frac{KG * \sqrt{S}}{1{,}128} * \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}128}{KG}\right)^2}\right]$	○ Leq : la longueur du rectangle équivalent en Km ○ KG : indice de compacité (sans unité) ○ S : la superficie du bassin versant en Km^2

❖ La courbe hypsométrique

Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction des altitudes.

❖ La densité de drainage (Dd)

Elle se définit comme étant la longueur de réseau hydrographique par unité de surface :

$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	○ ∑Li : somme totale de la longueur totale des cours d'eau Km ○ S : l'aire du bassin versant en km^2

❖ **Indice global de pente Ig**

C'est un indice qui permet de caractériser le relief du bassin versant. Dans notre cas pour la suite des calculs c'est Igcor qui a été utilisé du fait que la pente transversale est supérieure à 20% de la pente longitudinale (KARAMBIRI & NIANG, 2011).

$Igcor = \frac{(n-1) * Ig + It}{n}$	○ N= Coefficient fonction de la longueur du rectangle équivalent ○ Ig (m/km): Indice de pente globale ○ IT (m/km) :Pente transversale ○ Igcor (m/km): Indice de pente corrigé

Où n = 2 Pour L < 5km

3 5 km < L < 25 km

4 25 km < L < 50 km

5 50 km < L

- **Dénivelée spécifique Ds**

Elle est fonction de l'indice global de pente et de la racine carrée de la superficie du bassin versant. Une valeur de dénivelle spécifique inférieure à 50 m traduit un relief faible. Le relief est modéré lorsque la dénivelée est comprise entre 50 et 100 m, et fort au-delà de 100 m. La dénivelée spécifique est donnée par la formule suivante :

$Ds = Ig * \sqrt{S}$	○ Ig (m/km) : indice de pente global ○ S (km^2) : Surface du bassin

- **Le coefficient de ruissèlement décennal (Kr_{10})**

Pour un évènement pluie-débit, c'est le rapport du volume de ruissellement au volume précipité. Ce coefficient est très difficile à estimer et son évaluation se base sur des critères relativement subjectifs. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour la détermination du coefficient Kr_{10}.

- **La méthode ORSTOM**

Cette méthode permet par ajustement des courbes kr_{70} et kr_{100} en fonction de la zone climatique, de la superficie du bassin versant, de la perméabilité du sol et l'indice global de pente Ig de calculer kr_{10}.

L'estimation du coefficient de ruissellement Kr_{10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs Kr_{70} et Kr_{100}. Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide de courbes empiriques ou à partir de formules analytiques de forme générale :

$$Kr_{70}\ et\ Kr_{100} = \frac{a}{(S+b)}$$

- **Coefficient de pointe (α_{10})**

C'est le rapport du débit maximum ruisselé au débit moyen. Il est défini par la relation

$$\alpha_{10} = \frac{Qr_{10}}{Qm_{10}}$$

On admet que α_{10} est voisin de 2,6 quelle que soit la superficie du bassin.

IV.2.3.2 Période de retour

Pour un dimensionnement allant dans le sens de la sécurité, G DEGOUTTE (1997) recommande le choix de la durée de retour de la crue de projet suivant les situations suivantes

Tableau 2:Période de retour

$H^2\sqrt{V}$	5 à 30	30 à 100	100 à 700	> 700
Période de retour en année	100	500	1000	5000

Source : Petits barrage : recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. G. DEGOUTTE 1997. Page 25

- H : hauteur bu barrage (m)
- V : volume de la retenue (hm^3)

IV.2.3.3 Détermination de la crue du projet

C'est la partie la plus déterminante d'un projet de barrage. En effet, compte tenu du caractère aléatoire des pluies, il revient à l'ingénieur de faire la meilleure estimation de la crue de projet de telle sorte à ne pas la surestimer. Ce qui contribuerait à sur dimensionner les ouvrages et à ne pas le sous-estimer ce qui compromettrait sa sécurité.

Nous allons donc estimer la crue décennale à l'aide de trois méthodes différentes. Les comparer et choisir celle qui nous parait réaliste.

❖ **Calcul de la crue décennale par la méthode ORSTOM**

La méthode ORSTOM pour le calcul du débit décennal s'appuie sur la superficie du bassin versant, le temps de base, le coefficient de ruissellement et la pluie maximale journalière décennale. La méthode s'applique pour des bassins de superficie allant de quelques dizaines d'hectares à 1500 Km^2 en zone sahélienne et en zone tropicale sèche (FAO, 1998). En zone tropicale sèche et pour un bassin versant relativement imperméable, la formule est la suivante :

$Q_{10} = 1{,}03 * A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}}$	$-\ \alpha_{10}$: coefficient de pointe décennal $-\ P_{10}$: précipitation décennale journalière, en mm S : superficie du bassin versant en km^2 $-\ T_{b10}$: temps de base en min $-\ K_{r10}$: coefficient de ruissellement A : coefficient d'abattement $-Q_{10}$: débit de pointe décennal en m3/s

- **Le coefficient de ruissellement décennal**

L'estimation du coefficient de ruissellement Kr_{10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs Kr_{70} et Kr_{100}. Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide de courbes empiriques ou à partir de formules analytiques de forme générale :

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

- **Le coefficient d'abattement A**

$$A\ =\ 1 - \left(\frac{161-0{,}042*Pan}{1000}\right) * \log_{10}(S)$$

- **Les temps de base (Tb), temps de montée (Tm)**

D'après le manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports pour les petits bassins versant non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale, les temps de base et de montée des eaux à l'exutoire du barrage en zone tropicale sèche sont :

Pour Ig = 3 m/km et S > 6 km^2 , $T_{10} = a * S^{0{,}36} + b$;

Pour Ig = 3 m/km et S > 11 Km^2 , $Tm_{10} = 0.33 * a * S^{0{,}36} + b$.

❖ **Calcul de la crue décennale par la méthode CIEH-EIER**

Le manuel pour l'estimation des crues et des apports pour les petits bassins versant non jaugés en Afrique sahélienne et tropicale sèche, présente deux formules adaptées pour le calcul pour le Burkina Faso. Ce sont des formules basées sur des méthodes de régression permettant d'estimer les débits de crues décennale. La formule du CIEH est donnée par :

$Q_{10} = a * Ss * {P_{an}}^{p} * Ig^{i} * {K_{r10}}^{k} * {D_d}^{d}$	- S : superficie du bassin versant en km2 - Ig : Indice globale de pente en m/km - Pan : Pluie annuelle moyenne en mm - Dd : densité de drainage en km-1 - K_{r10} : coefficient de ruissèlement - a, s, p, i, k, d : coefficients

❖ **Calcul de la crue de projet par la méthode du GRADEX**

La crue du projet est la crue contre laquelle l'on choisit de protéger les ouvrages projetés sur le site (COMPAORE, 2016). Il s'agit donc de la crue qui servira de base au dimensionnement de tous les ouvrages hydrauliques. La plupart des études concernant le passage de la crue décennale à la crue du projet propose une relation linéaire. Cette relation vient de la théorie du GRADEX. Elle permet de maximiser la sécurité de l'ouvrage.

$Q_{100} = C * Q_{10}$	○ C: coefficient de majoration ○ Q_{10} : débit de crue décennal
$C = \left[1 + \left(\frac{P100 - P10}{P10}\right) \times \frac{\left(\frac{Tb}{24}\right)^{0,12}}{\mathrm{Kr10}}\right]$	○ Tb_{10} : Temps de base (h) ○ Kr_{10} : coefficient de ruissellement ○ P10 : pluie décennale (mm) ○ P100 : pluie centennale (mm)

IV.2.3.4 La crue de rupture du projet

La crue de rupture est la crue qu'un barrage doit supporter dans les conditions exceptionnelles tout en présentant un fonctionnement sûr. Selon le Comité International des Grands Barrages (CIGB), la crue de rupture d'un barrage peut être approchée par la formule suivante :

$Q_{rupt} = 2 * l\,(a + 0{,}2)^{1,5} + 0{,}15 * L$	- l : Longueur du déversoir - L : Longueur de la digue sans déversoir - a : Revanche total

IV.2.3.5 Estimation des apports et pertes

Les apports représentent l'ensemble des écoulements superficiels susceptibles de passer par l'exutoire du bassin versant. Les pertes sont constituées des pertes par infiltration dans la cuvette et par évaporation.

- **Apports liquide**

Les volumes des apports liquides annuels du bassin-versant au droit du barrage sont estimés de la manière suivante :

$V = Ke \times S \times P$ $Ke = \frac{Ecoulement}{Quantile}$	o S : Superficie du bassin versant (Km^2) o Ke : Coefficient d'écoulement. o P : Pluviométrie annuelle (mm)

L'estimation du coefficient d'écoulement se fera par la formule de Coutagne ci-dessous présentée.

$D = P - \lambda P^2$ Avec $\lambda = \frac{1}{0,8+0,14*T}$	o P (mm): la pluviométrie moyenne annuelle o D (mm): le déficit pluviométrique

IV.3 Etude de la cuvette

IV.3.1 Courbe Hauteur-Volume

Le plan topographique de la cuvette a permis d'établir les courbes hauteur-volume et hauteur surface. Elles donnent les différents volumes d'eau et les surfaces pour chaque courbe de niveau de la retenue projetée.

$Vi = (S_{i-1} + S_i) * \frac{\Delta h}{2}$	o Vi : volume d'eau entre les courbes de niveau i-1 et i o S (i-1) : surface du plan d'eau correspondant à la courbe i-1, (h_ (i-1)) o Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe i, (hi) o Δh : dénivelée entre les deux courbes de niveau i-1 et i, soit hi-h (i-1)

Le volume V de la retenue correspondant à une hauteur hi est donné par la relation suivante :

V = ∑Vi. Ainsi, en appliquant ces relations pour chaque hauteur du plan d'eau, on détermine le volume de la retenue en fonction de sa hauteur.

IV.3.2 Calage du Plan d'Eau Normal

Le calage du Plan Normal des Eaux permet de définir la capacité de stockage de la retenue. Il est important de tenir compte des besoins en eau mais aussi de la présence de certains éléments sur l'espace occupé par la cuvette et aussi de la topographie de la zone. Etant donnée la vocation future du barrage nous avons calée le plan d'eau de sorte à ce que le volume d'eau à stocker soit maximal même en période sèche.

IV.3.3 Lame d'eau déversante

La lame d'eau déversante au-dessus de seuil sera pris conformément à la recommandation de (Compaoré, 1996) page 98 qui place la plage de lame d'eau ente 0,6 et 1,5 m.

IV.3.4 Calage du PHE

La côte du PHE est déterminée en faisant l'addition la côte PEN à la lame d'eau au-dessus du seuil.

PHE=PEN+h	PHE = Plan des Hautes Eaux (m) PEN = Plan d'Eau Normal (m) H = la charge de l'eau au-dessus du seuil (m)

IV.3.5 Calcul des besoins en eau

L'estimation des besoins a été faite en tenant compte des besoins en eau des cultures, et les besoins pastoraux

- **Besoin en eau pour les cultures**

Ces besoins ont été estimés à l'aide de CropWat, un outil d'aide à l'irrigation développé par la FAO et disponible sur son site web. La culture considérée est l'oignon avec pour paramètres :

- Evapotranspiration de référence (ETo) ;
- Efficience du système d'irrigation (E) ;
- Coefficient culturaux (Kc) ;
- Besoins nets (Bn) ;
- Surface totale à irriguer (S)

Le logiciel a été utilisé afin de déterminer les Kc et les besoins estimés à partir de la pluie efficace, du coefficient cultural et de l'évapotranspiration de référence.

$Pe\ (mm)$	$Pe\ (mm)$	Bn	Bb
$0{,}8 * P\ si\ P \geq 20\ mm$	$P\ si\ P < 20\ mm$	$Kc * ETO - Pe$	$\frac{B_n}{e}$

❖ **Besoin en eau pour le bétail**

Ces besoins ont été estimés à partir des données recueillies auprès des services de la DRAAH. Les espèces répertoriées sont les bovins, les ovins et les caprins.

Les consommations spécifiques de chaque espèce sont présentées comme suit :

Bovins	Ovins	Caprins
40l/j	5l/j	40l/j

IV.3.6 Evaluation des pertes

Le plan d'eau que constituera la retenue subira un certain nombre de perte. Leur évaluation permettra de déterminer par la suite le volume net de la retenue ou de simuler l'utilisation des eaux stockées.

❖ **Evaporation E_{ret}(mm/j)**

Selon POUYAUD (1985) l'évaporation obtenue à partir du BAC A doit être corrigée par la formule suivante :

$-\ E_{ret} = 1{,}664 {E_{bac}}^{0{,}602}$	$-\ E_{bacA}$: Évaporation BAC A (mm/j)

Les données d'évaporation considérées sont les données recueillies au niveau de la station météorologique de Fada N'Gourma sur 29 valeurs continue de 1986 à 2015.

❖ **Perte par infiltration**

N'ayant pas suffisamment de données statistique sur la zone d'étude nous allons nous limiter aux valeurs usuelles utilisées au Burkina Faso. Elles correspondent à une fourchette de 1 à 3 mm/j en moyenne.

❖ **Dépôts solides**

Les pertes par sédimentation sont estimées par plusieurs formules empiriques, celles de GOTTSCHALK et du GRESILLON :

- **Formule de GOTTSCHALK (US**A)

$D = 260 * S^{-0,1}$	S : la superficie du bassin versant (km²) P : le périmètre du bassin versant (km) D : la dégradation spécifique annuelle (m3/km²/an)

- **Formule d'EIER - CIEH (GRESILLON)**

$$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1}$$

Le volume annuel des dépôts solides est obtenu par la relation V (m3/an)=D*S

Nous allons émettre l'hypothèse d'une décroissance à 60% les années suivantes car en réalité d'une année à l'autre, les apports de sédiments diminuent progressivement. Nous considérerons une période de vie de l'ouvrage de 20 ans afin d'estimer le volume total des dépôts solides.

IV.3.7 La courbe d'exploitation

Elle est établie à partir de la courbe hauteur-volume de la retenue d'eau. Elle nous donne un aperçu de l'évolution de la capacité de la retenue en fonction des périodes (mois) tout en prenant en compte les pertes en eau (infiltration, évaporation) ainsi que les besoins en eau (pastoral, domestique et agricole).

IV.4 Conception du barrage

La plus part des barrages construites en Afrique sont en terre du fait de l'acceptabilité de son coût. Néanmoins, l'inconvénient majeur est sa non-résistance à la submersion. Pour ce faire, la digue doit être calée de façon à avoir une revanche suffisante pour permettre d'être à l'abri de tels incidents.

IV.4.1 Dimensionnement de la digue

❖ **La largeur en crête de la digue**

La vérification de la largeur en crête se fera par les formules empiriques suivantes :

Formule de KNAPPEN	**Formule de PREECE**
$l_c = 1{,}65 * \sqrt{H}$	$l_c = 1{,}1 * \sqrt{H} + 1$

❖ **La revanche libre**

La revanche libre est la tranche comprise entre le PHE et la crête de la digue du barrage. Cette hauteur tient compte du risque de débordement pouvant aboutir à la surverse de la digue, phénomène causant son dommage. Deux formules ont été utilisées, celles de Gaillard et du CIEH.

- **Formule de Gaillard**

La revanche libre, selon Gaillard est obtenue par la relation ci-dessous

$R = 0{,}75 * h_{vague} + \frac{V^2}{2 * g}$	$hvague$: hauteur des vagues V : vitesse des vagues g : accélération de la pesanteur

- **Approche simplifiée**

Les chercheurs du comité des Grands Barrages proposent des recommandations sur l'estimation de la revanche en fonction du volume de la retenue et la hauteur de la digue (H) pour les petits barrages.

La revanche retenue est obtenue en faisant la moyenne des deux approches.

❖ **Largeur en base de la digue lf (m)**

Elle est donnée par la formule :

$l_f = l_c + \frac{H_d}{\tan_{\alpha_1} +} H_d \tan_{\alpha_2}$	○ lc : largeur en crête du barrage (m) ○ Hd : hauteur digue (m) ○ α_1 et α_2 les angles d'inclinaisons des talus

❖ Pentes des talus de la digue

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilités mécaniques du massif et de ses fondations. Avec une hauteur comprise entre 5 et 10 m nous retiendrons pour le barrage de Yantenga une pente amont de 1V/2H et pour les pentes avale 1V/2H conformément au tableau ci-dessous.

Tableau 3:Fruit indicatif des talus des barrages stables

Hauteur du barrage	Type de barrage en terre	Fruit de talus	
		amont	aval
Inférieur à 5 m	Homogène	1/2,5	1/2
	à zones	1/2	1/2
5 à 10 m	Homogènes, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	à zones	1/2	1/2
10 à 20 m	Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	à zones	1/2	1/3

Source : (LO, 2016); cours de barrage, P161.

❖ Infiltration à travers la digue

KOZENY a montré que dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer est situé au pied du talus aval du barrage. Cette parabole a pour équation :

$y^2 - {y_0}^2 - 2 * xy_0 = 0$	Avec : $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

Pour déterminer ces infiltrations nous allons aussi déterminer le débit de fuite noté q

$q = k_r * y_0$	○ y_0=Points d'intersection de l'axe des ordonnées avec la parabole de KOZENY ○ k_r=Perméabilité du remblai

❖ Stabilité des talus de la digue

Un barrage mal dimensionné et instable porte, d'une part, préjudice à la sécurité des populations, des exploitations agricoles et aménagements situés à son aval. (Source Techniques des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale page 149).

La digue étant homogène, en terre, les sollicitations extérieures ne sont pas susceptibles d'entrainer un renversement ou un glissement d'ensemble. Le phénomène le plus à craindre

est le glissement des talus. L'étude de stabilité sera donc vérifiée à l'aide du logiciel Géoslope Version 2007. Il existe trois types de vérifications que l'on peut effectuer à ce niveau

- la vérification à la retenue vide ;
- la vérification à la retenue pleine ;
- la vérification en cas de vidange rapide.

Les talus amont et aval sont identiques : 1V/2H. L'étude de stabilité se mènera sur le talus aval.

Pour ce projet, la vérification en cas de vidange rapide n'est pas nécessaire. En effet, il s'agit d'une situation pendant laquelle la charge d'eau sur le talus amont descend plus vite que le niveau piézométrique de l'eau infiltrée dans la digue. Il se produit alors un phénomène particulier : l'eau infiltrée revient alors dans la cuvette sous l'effet de la pression hydrostatique interne.

❖ Protection des talus

Pour la protection des talus des barrages, les principaux types sont les enrochements, les revêtements en béton, les perrés secs et maçonnés. Les épaisseurs des protections sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$e = 1{,}5 * D_{50}$	○ D_{50} : fonction de la hauteur des vagues (m) ○ e : épaisseur de protection (m)

❖ Tranchée d'encrage

La tranchée d'ancrage a pour objectif de prévenir la formation de renards en allongeant les lignes de fuite. Le renardage est un phénomène d'érosion interne régressive qui s'auto accélère au fur et à mesure de l'augmentation du gradient hydraulique H/L. La hauteur d'eau H à l'amont du barrage étant imposée, on déterminera la longueur L des lignes de fuite dans la fondation. Pour ce faire, on utilise souvent la règle de LANE qui s'écrit :

$L_v + \frac{1}{3} * L_h \geq CH$	○ L_v : Longueur des cheminements verticaux en (m) ○ L_h : Longueur des cheminements horizontaux en (m) ○ H : Hauteur d'eau en amont du barrage en (m) ○ C : Coefficient de LANE qui dépend de la nature du terrain

IV.4.2 Dimensionnement des ouvrages annexes

IV.4.2.1 Le déversoir

- **Le débit de projet**

$Q_{projet} = m * L * \sqrt{2g} * h^{\frac{3}{2}}$	○ m : coefficient de débit de l'évacuateur (0,48) ○ L : longueur du déversoir (m) ○ g : accélération de la pesanteur (9,81 m/S^2) ○ h : hauteur du déversoir

- **Hypothèse de laminage de crue**

Dans le souci d'éviter un surdimensionnement de l'ouvrage, le laminage est effectué pour réduire la longueur du déversoir donc baisser relativement le coût de l'ouvrage. Il sera d'autant plus important que la retenue sera plus étendue.

La méthode la plus couramment utilisée pour évaluer l'effet de laminage est la méthode du X_0 ou méthode EIER-CIEH. L'effet de laminage est sous la forme d'un coefficient β. Il représente le rapport entre le débit de crue et le débit évacué. Il est déterminé par sa lecture dans un abaque. Ensuite la valeur de X_0 est déterminée par la formule :

$$X_0 = \frac{m^2 \times g \times L^2 \times Qmax \times {t_m}^3}{S^3}$$

La formule de base utilisée pour les calculs se présente comme suit :

$$Q = mL\sqrt{2g}h^{\frac{3}{2}}$$

Alors la longueur approchée se détermine par :

$L_{approx} = \frac{Q_{crue}}{m\sqrt{2g}h^{\frac{3}{2}}}$	○ L_{approx} : Longueur approximative ○ Q_{crue}:Débit de crue de projet ○ m: coefficient de débit ○ h: charge au-dessus du déversoir

- **Stabilité du déversoir**

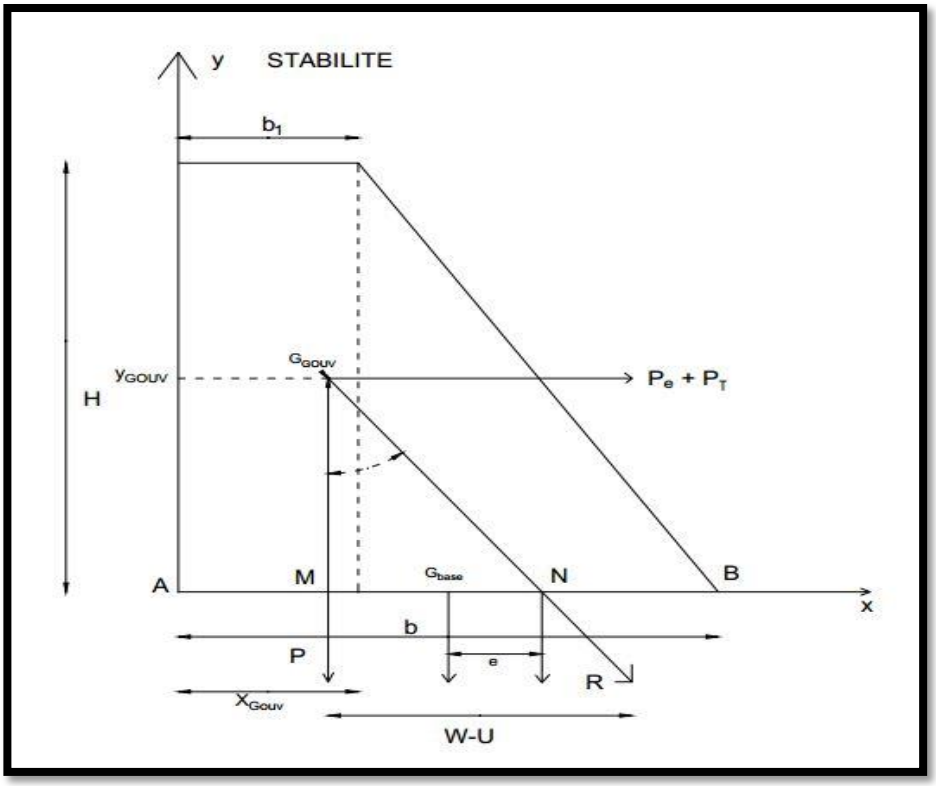


Figure 21: Bilan des forces sur le déversoir

- **Vérification à la stabilité externe**

La vérification de la stabilité externe passe par la vérification de la stabilité au non glissement et de la stabilité au non renversement.

- **Vérification de la stabilité au non glissement**

La vérification de la stabilité au non glissement passe par la vérification de l'inéquation suivante:

$$(W - U) \times tan\varphi - (P_{e\ amont} - P_{e\ aval} + P_t) \geq 0$$

Pour la vérification du non glissement, il faut que $\alpha \geq tan^{-1}\left(\frac{(P_{e\ amont} - P_{e\ aval} + P_t)}{tan\varphi * \left(\frac{H}{2} * (H*\gamma_b + H*\gamma_w - \gamma_w * h)\right)}\right)$

Poussée hydrostatique externe amont $P_{e\ amont}$	$P_{e\ amont} = \frac{1}{2}\gamma_w * H^2 + \gamma_w * H * h\ \gamma_w$
Poussée hydrostatique externe aval $P_{e\ aval}$	$P_{e\ aval} = \frac{1}{2}\gamma_w * h^2$
Poussée des terres (P_t)	$P_t = \frac{1}{2}\gamma_{sédiment} * H^2{}_{sédiment} * Ka$

Le poids propre(W)	$W = \gamma_b * \left(a * H + \frac{1}{2} * H^2 * tan\alpha\right)$
Poussée hydrostatique interne(U)	$U = \frac{1}{2} * \gamma_w * (H + h) * (a + H * tan\alpha)$
Le moment induit par le poids de l'ouvrage	$\mathfrak{m}_{\overline{B}}(W) = \frac{\gamma_b}{2\left(2 * a * H^2 * tan\alpha + \frac{2}{3} * H^3 * \tan^2\alpha + a^2 * H\right)}$
Moment induit par la poussée de l'eau amont $\mathfrak{m}_{\overline{B}}(P_{e\ amont})$	$\mathfrak{m}_{\overline{B}}(P_{e\ amont}) = \left(\frac{1}{2}\gamma_w * H^2 + \gamma_w * H * h\right) * \frac{1}{3(H+h)}$
Moment induit par la poussée de l'eau aval $\mathfrak{m}_{\overline{B}}(P_{e\ aval})$	$\mathfrak{m}_{\overline{B}}(P_{e\ aval}) = \left(\frac{1}{2}\gamma_w * h^2\right) * \frac{1}{3} * h$
Moment induit par la poussée des terres $\mathfrak{m}_{\overline{B}}(P_t)$	$\mathfrak{m}_{\overline{B}}(P_t) = \frac{1}{2}\gamma_{sédiment} * h^2{}_{sédiment} * Ka \times \frac{1}{3} h_{sédiment}$

*Poids volumique de l'eau = 10 KN/ m^3

* $\gamma_{sédiment}$: Poids volumique des sédiments = 18 KN/ m^3

* γ_b: Poids volumique du béton = 25 KN/ m^3

*a : crête du déversoir

*H : hauteur du déversoir

*h : hauteur de la lame d'eau sur le déversoir

* $h_{sédiment}$: Hauteur des sédiments

- ✓ **Vérification de stabilité interne**

La vérification de la stabilité interne passe par la vérification de la règle au tiers central et la condition de non rupture.

La règle du tiers central est vérifiée si

$$\frac{-b}{6} \leq e \leq \frac{b}{6}$$

Avec $e = (X_{Gouv} + X) - \frac{b}{2}$

La vérification de la condition de non rupture passe par la vérification de la condition suivante:

$$\delta_{max} \leq \delta_{lim} = 0{,}3 f_{c28}\ ;\ Avec\ \ \delta_{max} = \left(\frac{W-U}{b}\right) * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

- ✓ **Stabilité au poinçonnement**

Elle consiste à vérifier que la contrainte de référence δ_{refest} toujours inferieure à la contrainte admissible du sol q_{adm}, avec

$q_{adm} = \frac{1}{2} * \gamma * N_\gamma + C * N_c + \gamma * D * N_q$	*γ: poids volumique du sol ; *N_γ ; N_c ; N_q Respectivement le terme de surface, de cohésion et de profondeur fonction de l'angle de frottement interne ; *D la profondeur d'ancrage.

La contrainte de référence vaut : $\sigma_{ref} = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$

IV.4.2.2 Mur bajoyer

- ➢ **Pré dimensionnement**

Le pré dimensionnement nous permet de déterminer la hauteur du bajoyer H, la hauteur du voile h, l'épaisseur de la crête e_1, l'épaisseur de la semelle e_2 et sa longueur b, la longueur du talon c.

- ➢ **Stabilité au glissement**

La vérification de la stabilité au glissement revient à comparer la force tangentielle de glissement admissible sous le mur avec la composante tangentielle réellement appliquée. Le coefficient de sécurité doit être supérieur à 1,5 pour que la stabilité au glissement soit vérifiée.

$F_G = \frac{C*S+\sum(F_c+W-Pi)\ tan\emptyset}{\sum(P)} \geq 1{,}5$	○ F_G : coefficient de sécurité au glissement ○ W : poids propre de l'ouvrage (kN/ml) ○ F_c : Poids du remblai sur la semelle (kN/ml) ○ P : Poussée sur le mur et le talon (kN/ml) ○ Pi : sous pression (kN/ml) ○ C : la cohésion du sol de fondation

- **Stabilité au renversement**

Dans un premier temps, on suppose que le mur pivote autour du point B à l'aval et on calcule les moments des forces motrices (poussée de l'eau et sous- pression) et forces résistantes (poids propre de l'ouvrage). Le rapport des deux moments est considéré comme le facteur de sécurité au renversement et doit être supérieur ou égal à 1,5.

$F_R = \frac{\sum M_{résistants}}{\sum M_{moteurs}} \geq 1{,}5$	○ F_R : coefficient de sécurité au renversement

IV.4.2.3 Bassin de dissipation

A la traversée du déversoir, les eaux arrivent avec une importante énergie cinétique qu'il faut dissiper le plus vite possible dans le liquide lui-même. Le type de bassin le plus utilisé est le bassin de type ressaut. Il permet de réduire efficacement la vitesse de sortie à une valeur acceptable avec la stabilité des berges à l'aval. Ce sont également des bassins où l'on localise le ressaut faisant passer du régime de type torrentiel au type fluvial qui correspond aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution. La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude.

$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times y}}$	○ Fr: Nombre de Froude ○ g : accélération de la pesanteur

V et y représentent respectivement la vitesse et le tirant d'eau qui sont calculés en résolvant le système d'équation :

$\begin{cases} V_1 = \sqrt{2g \times \left[0{,}9\left(H_0 + h + \frac{V^2}{2g}\right) - y_1\right]} \\ y_1 = \frac{Q_{cmax}}{L.V_1} = \frac{q}{V1} \end{cases}$	○ H_0 :Hauteur du barrage ; ○ β:Coefficient de laminage; ○ Q_{cmax}: Débit de crue de projet ; ○ q: débit unitaire

La revanche du bassin est prise égale à $R_{bassin} = 0{,}1\times (y_2+V_1)$

Où y_2 : le tirant d'eau conjuguée et V_1 : la vitesse à l'entrée du ressaut

IV.4.2.4 Le chenal d'évacuation

Le chenal d'évacuation sera réalisé afin de cheminer les eaux, et sera bordé par des diguettes de protection. Le chenal de restitution situé immédiatement à la sortie du bassin de dissipation permet de restituer les eaux de déversement directement dans le lit du cours d'eau à l'aval. Le chenal aura une largeur égale à la longueur du déversoir et une longueur bien déterminée afin d'avoir un parcours d'écoulement assez long.

Les caractéristiques du chenal seront définies par les lois d'écoulement en surface libre.

IV.4.2.5 Ouvrage de prise et de vidange

Un ouvrage de prise situé au niveau du lit mineur est adopté pour le prélèvement d'eau pour l'irrigation des terrains en aval par gravité. Cet ouvrage permettra l'irrigation des cultures en cas de poches de sécheresse en saison pluvieuse et le maraichage en contre saison.

Une autre conduite servira d'ouvrage de prise-vidange

La détermination de leur diamètre c'est fait à partir de la formule de Torricelli

$Q = c * s\sqrt{(2g\ \Delta H)}$	o c: Égal au coefficient de contraction o Q: Débit (m3/s) o H: La charge de l'eau (m)

IV.5 Etude financière

A la suite de la conception de notre barrage nous avons estimé le coût de la réalisation de l'ouvrage en procédant par l'avant métré de chaque partie.

IV.6 Etude d'impact environnemental

Tout projet visant à modifier le milieu naturel nécessite une étude d'impact environnemental. Dans cette partie de notre étude, nous avons eu à desceller l'impact du barrage de YANTENGA dans un premier temps sur l'environnement et dans un second temps sur la société.

V. RESULTATS ET DISCUSSIONS

V.1 Etudes hydrologiques

V.1.1 Synthèse des études pluviométriques

Les variables pluviométriques (pluies annuelles et pluies maximales journalières) recueillies ont été soumise à une analyse statistique afin de déterminer les quantités pour différentes périodes de retour. Les données de la série pluviométrique annuelle ont été ajustées avec la Loi Normale de GAUSS (cf. figure 3) et celle de la série des pluies maximales journalières ont été ajustées par la loi de GUMBEL (cf. figure 4).

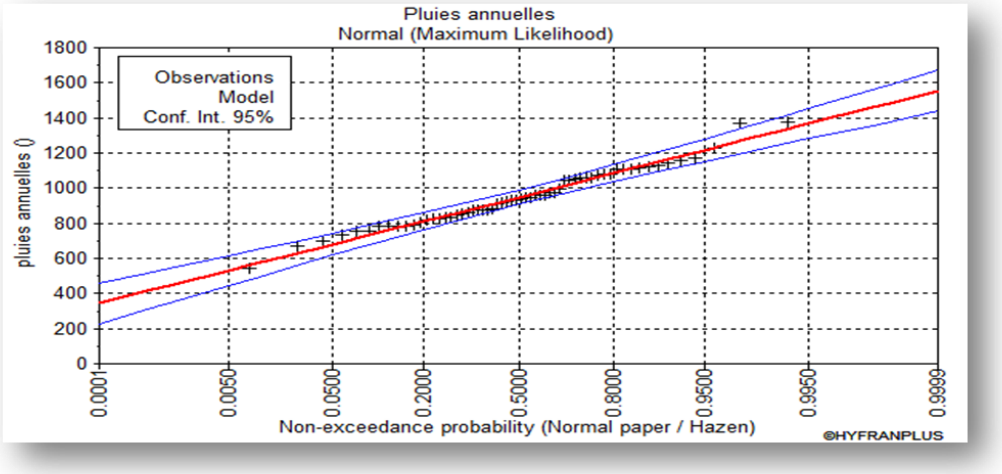


Figure 3: Analyse des données pluviométriques journalières de Fada N'Gourma

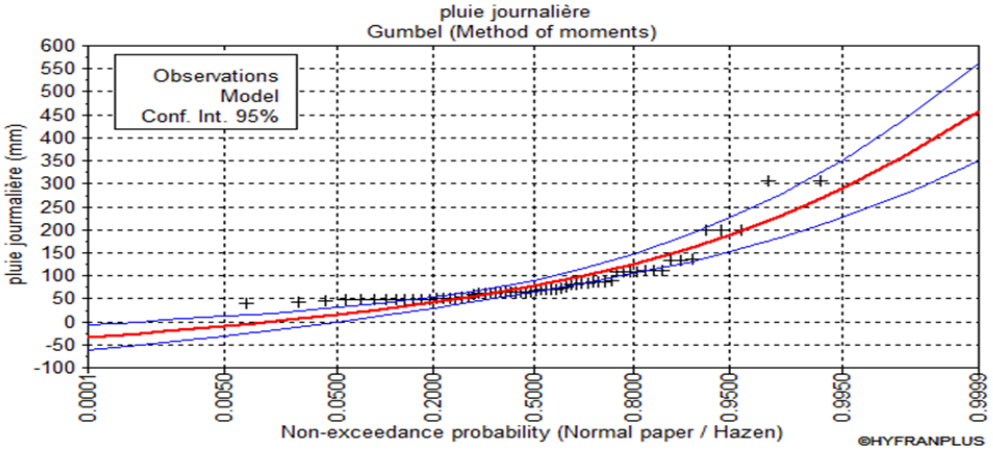


Figure 4: Analyse des données pluviométriques journalières de Fada N'Gourma

Cf. III.1 ; page 66 pour le détail des calculs de l'analyse des données pluviométriques.

V.1.2 Caractéristiques du bassin versant

Le bassin versant se définit comme étant la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons délimiter (Dr NIANG, 2013).

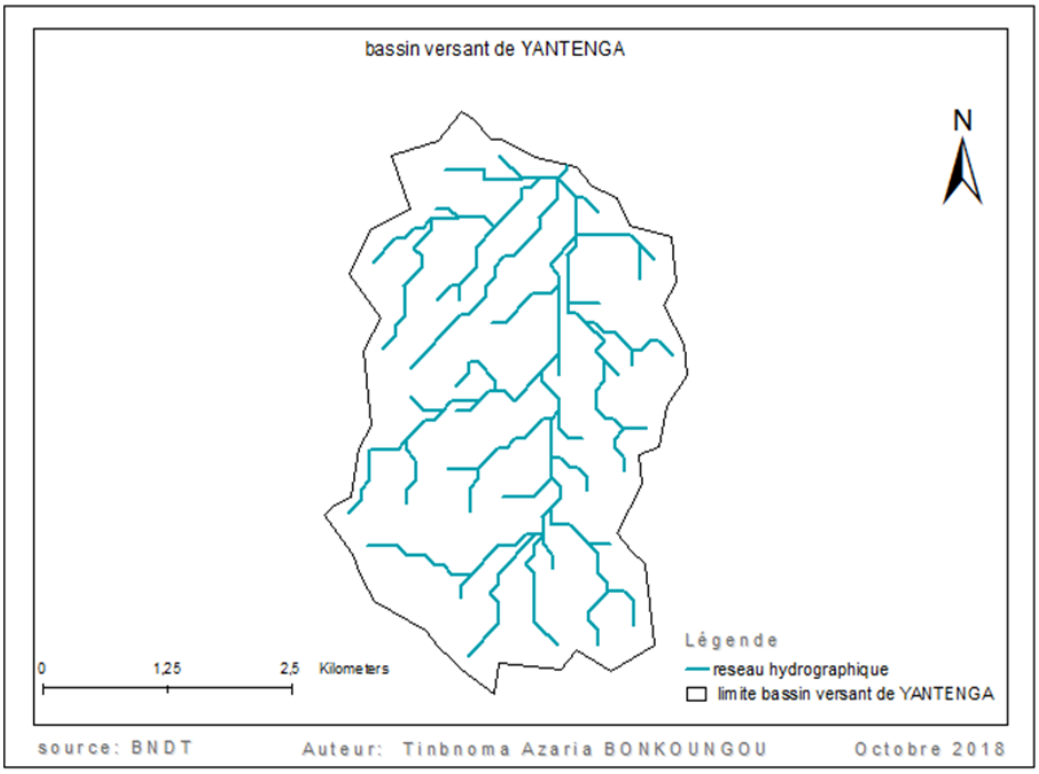


Figure 5: Bassin versant alimentant le barrage de Yantenga

Le tableau 4 comporte tous les paramètres physiques du bassin versant de Yantenga.

Tableau 4: Paramètres Physiques du bassin versant de Yantenga

Paramètres Physiques du bassin versant			
paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Surface	S	13,69	Km^2
Périmètre	P	16	Km
Côte à 5%	H5%	347,4	m
Côte à 95%	H95%	317,3	m
Dénivelée	D	30,1	m
Pluie annuelle	Pan	949,17	mm
Pluie décennale	P10	158	mm
Pluie centennale	P100	259	mm
Abattement	A	0,86234193	-

Indice de Compacité	Icomp	1,21945946	-
Longueur du rectangle	Lrect	5,51986842	Km
Largeur du rectangle	Lrect	2,48013158	Km
Longueur du réseau	L	16,47	Km
Pluie moyenne décennale	Pm10	136,250025	mm
Pente	Ig	5,45302854	m/Km
Pente transversale	It	2,51	m/km
Pente corrigée	Igcorr	4,47201903	m/Km
Densité spécifique	Ds	20,1762056	-
Densité de drainage	Dd	0,83120826	-
Coefficient de compacité de GRAVELIUS	**KG**	1,21081081	
Relief	**R**	faible	-
Infiltration	RI(P3)		-
Perméabilité	Imperméable		-
Hydrographie	D	Allongé car KG>>1	-

Les détails des caractéristiques du bassin sont résumés en **Annexe III.2, page** 68.

V.1.3 Courbe hypsométrique

C'est la répartition de la superficie du bassin en fonction de l'altitude. Elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief (cf. figure 5)

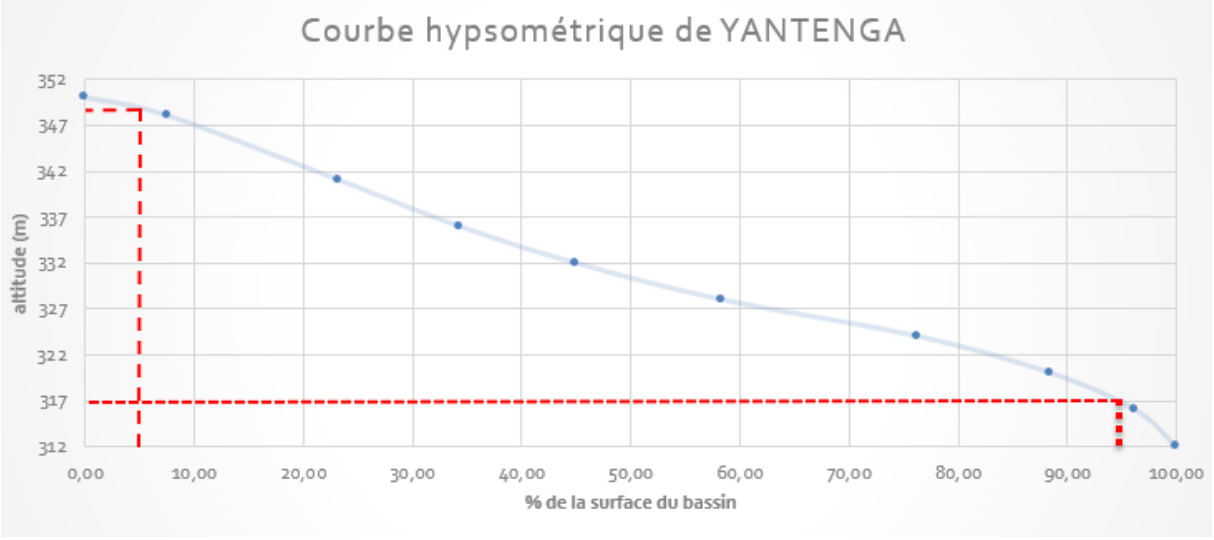


Figure 6 : Courbe Hypsométrique du bassin versant

V.1.4 Prédétermination de la crue du projet

Les résultats issus des calculs de débit sont consignés dans les tableaux 5.

Tableau 5: tableau de synthèse du débit de crue par les méthodes empiriques

Méthode	CIEH					ORSTOM	Gradex		
Débit en m3/s	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q	Q_{10}	C	Q_{100}
Valeurs	12,95	23,92	27,89	26,46	27,56	25,89	24,11	3,09	74,58

Pour le cas de notre bassin versant qui est relativement imperméable, le check Liste de FAO 54 recommande d'utiliser la formule de régression CIEH donnant directement Q_{10}. Cette méthode donne deux valeurs de Q_{10}. Le maximum a été utilisé dans le calcul de Q_{100} pour des raisons de sécurité face aux changements climatiques. **(cf. Annexe III.3 ; page 71)**

V.1.5 Crue de rupture ou limite de crue

La crue limite est fonction de la longueur de la digue et de la longueur du déversoir. Il permet en fonction des paramètres géométriques des ouvrages d'avoir une valeur limite de la crue de projet, afin d'être dans la sécurité maximum. Un débit correspondant à cette crue de 197,29 m^3/s, est trouvé. On constate que cette valeur se trouve supérieure au débit de crue obtenu de l'étude hydrologique. Alors les calculs de vérification des ouvrages se feront avec le débit de cette crue maximale.

V.2 Etude de la retenue

V.2.1 Courbe hauteur-Volume/Hauteur-surface

Cette étude nous a permis de construire les différentes courbes qui suivent : La courbe Hauteur-surface est dressée sur la base de la planimétrie des différentes courbes de niveaux de

la cuvette. (cf. Figure 6)

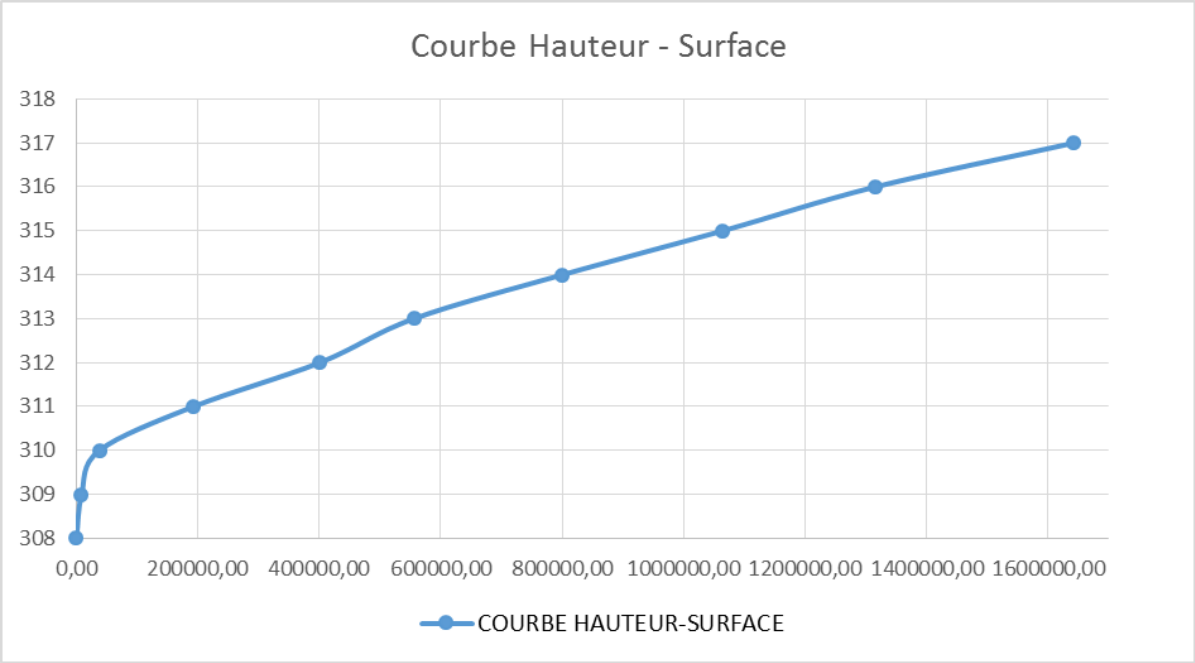


Figure 7: courbe hauteur-surface

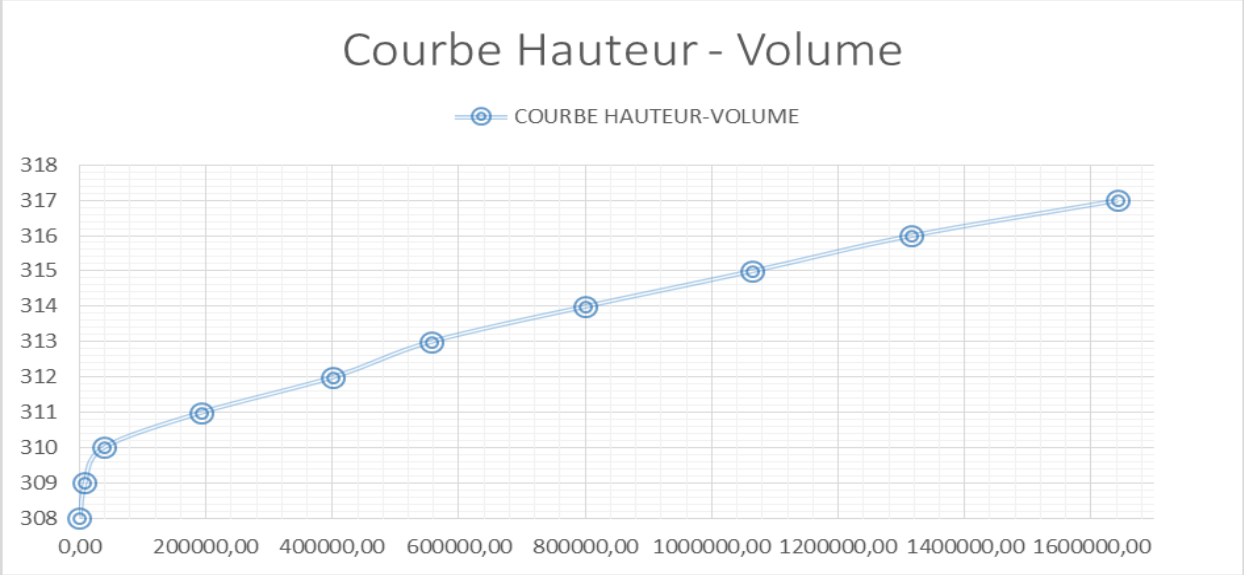


Figure 8: courbe hauteur-volume

Le volume total de la retenue est obtenu en faisant la somme des volumes partiels.

(cf. Annexe IV.1, page 81).

V.2.2 Evaluation des apports liquides (Ve)

Pour éviter un surdimensionnement inutile et couteux, il est important de connaitre les apports annuels qui vont permettre de dimensionner des réservoirs adaptés aux conditions hydrologiques du bassin versant. A cet effet, la méthode de Rodier a été utilisée pour la détermination des apports annuels du bassin versant de Yantenga. Il s'agit d'estimer en volumes les apports d'eau du bassin versant enfin de s'assurer du remplissage de la retenue, méthode basée sur le principe de bassin type pour évaluer les écoulements annuels des bassins versants appartenant au sahel africain ou à la zone tropicale sèche. (RODIER 1975)

Selon la superficie le relief et la densité de drainage le bassin type correspondant au bassin versant de Yantenga est celui de Binndé (Burkina-Faso, Manga, 1963-1965) : S = 9,1 km², Dd = 2,66 km/km², Ds = 20 m (relief assez faible), Pmed =960 mm, et Kmed = 15 %.

En année quinquennal sèche l'apport liquide du bassin de yantenga atteint 657120 m3. Nous pouvons donc dire que notre site est favorable pour la construction du barrage.

Voir les calculs en **Annexe III.4, page 77.**

V.2.3 Evaluation des dépôts solides

L'eau de ruissellement entraine avec elle des matériaux solides qu'elle arrache le long de son parcours. Lorsque la vitesse d'écoulement de l'eau n'atteint plus un certain seuil ces matériaux se déposent.

Il existe tout un ensemble de formules permettant d'évaluer de manières plus ou moins fiable l'importance des apports solides. Celle utilise est celle de (KARAMBIRI, 1998) du fait que son élaboration est fait en grande partie sur la recherches sur les retenue du BURKINA.
Le tableau 6 ci-dessous présente les volumes de sédiments dans le bassin par an.

Tableau 6: Estimation du volume des sédiments

	GOTTSCHALK	GRESILLON	KARAMBIRI	Moyenne
Dégradation spécifique ($m^3/km^2/an$)	200,1395888	131,533052	103,0225578	144,898
Volume de sédiments (m^3/an)	29020,24038	1800,68748	1410,378816	10743,8

Le volume de sédiment qui entre dans notre bassin par an vaut 10743,8 m^3. Ce qui est petit par rapport au volume total de notre bassin.

V.2.4 Evaluation des pertes et des besoins

❖ Evaluation des pertes par évaporation et par infiltration du barrage

➢ Infiltration

L'infiltration moyenne au Burkina est comprise entre 1 et 3 mm (GUEYE, 2012). Compte tenu du fait que notre barrage date de plus d'une trentaine d'années, nous prendrons une infiltration moyenne journalière de 1.5 mm. Dans le cadre de notre projet l'infiltration moyenne considérée est de 547.2 mm.

➢ Evaporation

Les données d'évaporation utilisées sont celles de la station synoptique de Fada. A partir des valeurs d'évaporations d'un bac, il est possible d'établir une corrélation avec les valeurs d'évaporations d'un Lac (COMPAORE, 1996)

Dans notre cas l'évaporation est de l'ordre de 2 086,06 mm par an.

Les données d'évaporation et d'infiltration sont inscrites en **Annexe IV.3 ; page 83.**

V.2.5 Evaluation des besoins en eau

❖ Besoins agricoles :

- Efficience 0,6 pour irrigation gravitaire
- Oignons sur 3 ha

❖ Besoins pastoraux :

- Gros ruminants 600 pour une consommation de 40 l/jr/tête
- Petits ruminants 800 pour une consommation de 5 l/jr/tête

Le tableau 7 résume l'estimation des besoins agricole et pastoraux.

Tableau 7: simulation des pertes et besoins

Périodes	Début période		Evaporation			Infiltration			Irrigation	Pastorale	Fin de période	
	niveau	Volume	Hauteur d'eau évaporée (mm)	Nouveau niveau	Volume corresp (m3)	Hauteur d'eau infiltrée	Nouveau niveau	Volume corresp (m3)	Volume consommé	Volume consommé	Volume	Niveau
Novembre	312,00	400 916,00	173,61	311,83	365 557,20	45,00	311,78	355 157,50	5 838,750	6 644,21	342 674,54	311,72
Décembre	311,72	342 674,54	187,40	311,53	305 225,60	46,50	311,49	294 823,20	8 085,000	8 917,30	277 820,90	311,4
Janvier	311,40	277 820,90	196,24	311,20	234 488,88	46,50	311,16	226 166,91	10 624,674	11 456,98	204 085,26	311,1
Février	311,10	204 085,26	204,98	310,90	168 642,60	42,00	310,85	151 269,15	9 902,448	10 654,21	130 712,50	310,70
Mars	310,70	130 712,50	225,03	310,47	99 192,30	46,50	310,43	93 710,53	6 690,665	7 522,97	79 496,90	310,32

V.2.6 Courbe d'exploitation du barrage

A l'issue de la simulation nous constatons que la retenue d'eau est à mesure de satisfaire par irrigation 3hectares d'oignon en saison sèche pour le maraichage. Nous considérons Ea = 75% (climat soudano sahélien donc modéré).

L'exploitation du barrage est représentée par le graphique ci-dessous.

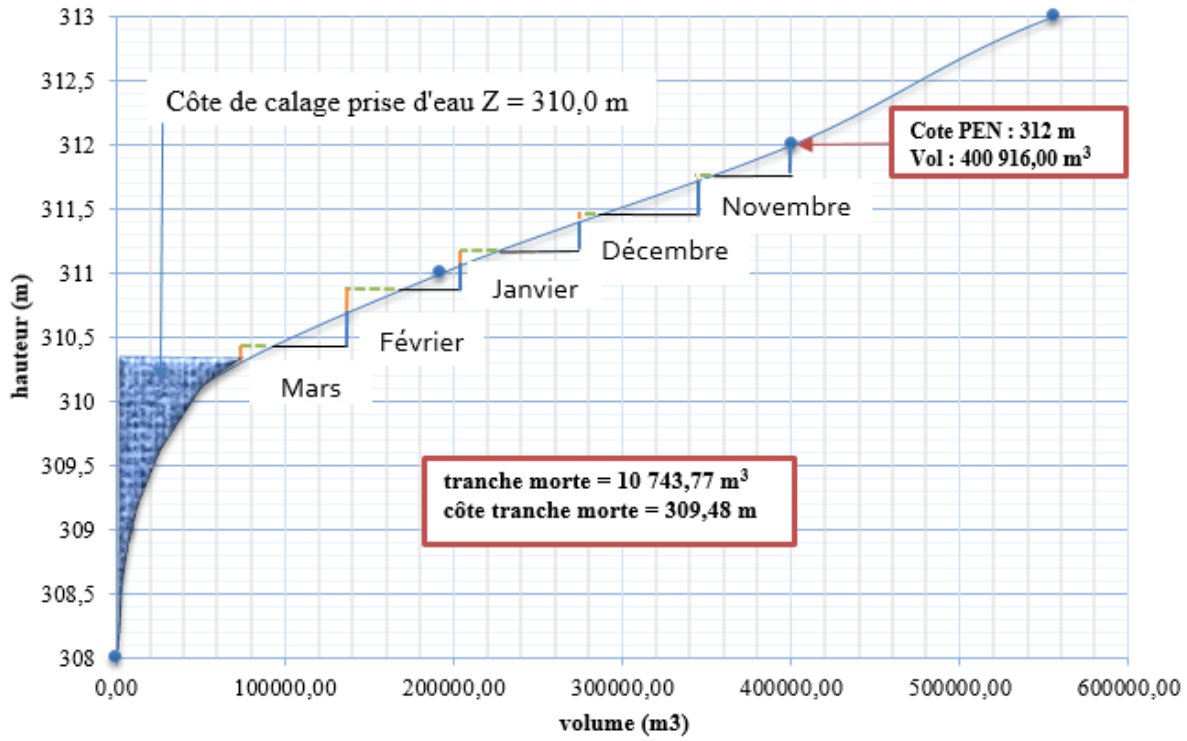


Figure 9: Courbe d'exploitation de la retenue

V.3 Conception et dimensionnement du barrage

V.3.1 Digue

La digue du barrage de Yantenga est homogène en terre et est muni de drain qui a pour effet de rabattre la ligne phréatique à l'intérieure du remblai, dans ce cas la parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation (Compaoré, 1996). Le résultat de la conception de la digue est résumé dans le tableau 8 ci-dessous.

Tableau 8: conception de la digue

Digue	
Type	Terre
Cote de la crête (m)	313,10
Hauteur maximale de la digue (m)	5,1
Longueur en crête de la digue(m)	590
Largeur en crête (m)	4,00
Cote de la crête du déversoir (m)	312,00
Cote de la crête du mur parapet (m)	313,30
Pente talus amont	½
Pente talus aval	½
Largeur en base de la digue (m)	8,2
Volume de remblai (m3)	40 320,40
Epaisseur enrochement des pentes	0,30
(+tranchée)	15 437,43
Volume total de la retenue	400 916,22 m3
Filtre Horizontal	
Epaisseur	0,5
Largeur	8,2
Longueur	590
Filtre Vertical	
Epaisseur	0,5
Hauteur	5,1

Longueur	590
Ligne phréatique	
Débit de fuite	7,2 E-8
Tranché d'encrage	
Pente de talus de la tranchée	3V/1H
Profondeur	Variable selon le TN
Largeur en gueule	3,5

Le site choisi pour le barrage de Yantenga présente un relief faible. On note également la présence de matériaux argileux de bonne qualité. Ces éléments nous permettent de réaliser une digue homogène en terre compactée à fort pourcentage d'argile. La disponibilité de matériaux facilite l'exécution et permet de réaliser des économies sur le projet.

La digue du barrage étant routière, sa côte est prise en fonction celle de la route pour permettre la jonction des deux ouvrages. Cela nous amène donc à caler la crête de notre digue à la cote 313,1m et le corps de la digue est compacté à 95%.

Voir le résumé des calculs en **Annexe V.2 ; page 85**

V.3.2 Stabilité des pentes de talus

La stabilité de la digue a été vérifiée à partir du logiciel Géoslope. Nous trouvons un facteur de sécurité F_s égal à 3,530. Ce résultat est supérieur au F_s minimal qui est égal à 1,5.

Nous pouvons déduire de cela que les pentes de talus de la digue sont stables.

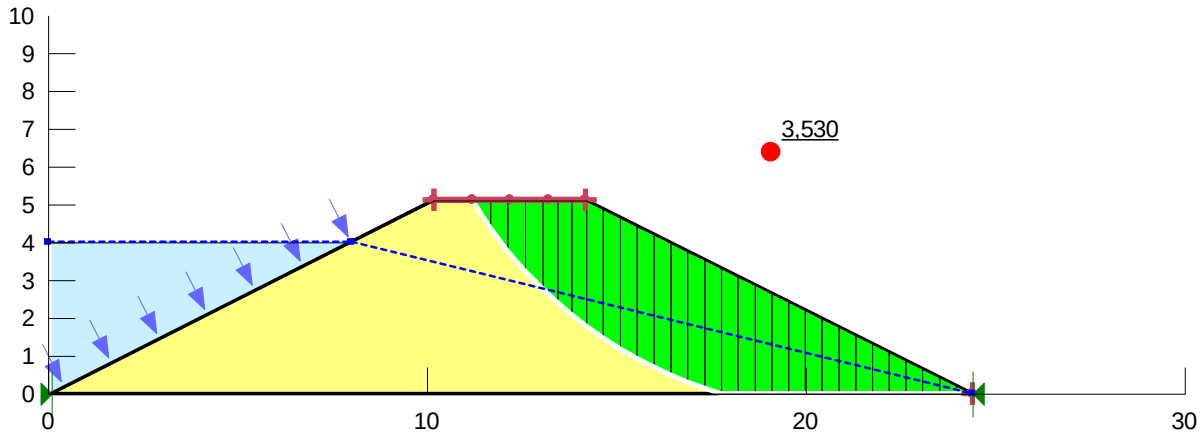


Figure 10: Cercle de glissement des talus

V.3.3 Protection des talus

$e = 0{,}3cm$

La protection des pentes de talus est d'une épaisseur de 30 cm. Voir les détails dans le tableau 10.

Tableau 9: Protection des talus et de la crête du barrage

Protection du talus amont	Le talus amont sera protégé contre le batillage par une couche de perré sec en enrochement de moellons latéritiques ou granitiques de 0,30 m d'épaisseur, soigneusement rangés à la main et destinés à éviter que les matériaux terreux qui constituent le barrage ne soient érodés par les vagues. Les enrochements seront posés sur une couche de pose de grave latéritique d'une épaisseur de **0,10 m** Le pied amont de la digue sera protégé par une butée de pied amont, ouvrage triangulaire en enrochements, de 1,50 m de largeur en gueule et **0,50 m** de profondeur. De part et d'autre du déversoir, le perré sera maçonné sur une largeur de **5 m** car ces zones sont les plus sensibles à l'action érosive des eaux.
Protection du talus aval	Afin de lutter contre l'action érosive de l'eau, celle des animaux et du vent et de tenir compte des changements climatiques, le talus aval sera également protégé par une couche de perré sec

	constituée d'enrochements latéritiques ou granitiques de **0,25 m** d'épaisseur soigneusement posés à la main sur une couche de pose de grave latéritique d'une épaisseur de **0,10 m.** Un fossé drain sera aménagé au pied du talus pour collecter les eaux pluviales et les eaux d'infiltration en provenance du corps de la digue. Il sera revêtu en enrochements soigneusement rangés à la main. C'est un ouvrage triangulaire comme la butée de **1,50 m** de largeur en gueule et **0,80 m** de profondeur.
Protection de la crête de la digue	II est nécessaire de protéger la crête pour lutter contre la dessiccation mais aussi pour assurer la circulation éventuelle d'engins. La protection sera constituée d'une couche de couronnement en matériaux graveleux latéritique compacté d'une épaisseur de **20 cm.** Elle aura une pente transversale de **3%** vers l'amont pour éviter les stagnations d'eau sur la crête et permettre leur ruissellement vers la retenue. Du coté aval, il sera aménagé un mur de crête en maçonnerie de moellons de **0,50 m x 0,50 m**, ancré dans la digue de **0,50 m**. Le mur de crête dépassera la cote du couronnement de **10 cm** pour éviter des amorces d'érosion sur le talus aval. Du coté amont, en lieu et place du mur de crête, il sera aménagé un mur parapet en maçonnerie de moellons de **0,50 m x 0,50 m**, ancré dans la digue de **0,50 m.** Le mur sera équipé de barbacanes de **40 mm** de diamètre pour le drainage de la crête de la digue vers le plan d'eau. La longueur totale du mur parapet est de 589 m.

Le résultat de calcul de la protection des talus est consigné en **Annexe V.2 ; page 88.**

V.3.4 Tranchée d'encrage

La pratique courante consiste à réaliser une tranchée d'ancrage sous le remblai. Sa largeur est de 3,5 m et sa forme trapézoïdale. Nous retenons comme coefficient de la règle de LANE C = 3 en lit mineur et C = 2,5 en rive gauche et droite pour le calcul de la profondeur.

Le tranchée d'ancrage est creuse sur toute sa hauteur à l'aide d'une pelle mécanique se plaçant sur l'axe de la fouille. Le matériau extrait est déposé sur le bord aval. Le remplissage de la tranchée en argile doit se faire par couche de 20 cm et bien compactée dynamiquement.

V.4 Dimensionnement du déversoir et des ouvrages annexes

V.4.1 Déversoir

Les itérations successives pour tenir compte du laminage de la retenue ont permis d'obtenir une longueur déversant de 70 m, avec une charge de 0,6 m. Le débit laminé est de 70 m^3/s.

Le choix de la position d'un déversoir se fait en fonction de la topographie, de la géotechnique et aussi de l'emplacement de la zone à aménager.

Nous choisissons un déversoir-radier trapézoïdale comme évacuateur car la topographie est plus favorable à sa réalisation. Mais aussi sa mise en œuvre est facile et plus économique comparativement autres types de déversoir.

Les caractéristiques du déversoir sont résumés en **Annexe VI.1 ; page 89.**

V.4.2 Etude de stabilité

La Condition de non glissement est donnée par la formule suivante (LO, 2017):

$Fs/glissement = (W - U)/(Pe + Pt)\ tan\varphi \geq 1{,}2$

Poids propre W (KN/m) $= \gamma_b \left[\frac{H*(b-c)}{2} + (p + H) * c\right]$	220,75
Pression interstitielle U (KN/m) $= \frac{\gamma_{w(H+h)}}{2} b$	104
Poussée de l'eau P_e(KN/m) $= \frac{1}{2}\gamma_w(2h + H)H$	36
Poussée des terres Pt $= \frac{1}{2}\gamma_i h^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$	3
Tangente de l'Angle de frottement tanφ	0,57
Facteur de sécurité de non glissement Fs/glissement	1,9

$Fs/glissement = 1{,}9 > 1{,}2$

Les calculs effectués donnent un facteur de sécurité supérieure à 1,2 donc la condition de non glissement est vérifiée.

La condition de non renversement est donnée par la condition suivante :

$Fs/renversement = (m_(/B)\ (W - U))/(m_(/B)\ (Peam + Pt)) \geq 1{,}5$

Moment du Poids propre $m_{w/B}\ (KN.m/m) = W * \left[b - \frac{\frac{1}{6}H * (b-c)\left(\frac{b}{3}+\frac{2c}{3}\right)+\frac{1}{2}(p+H)c^2}{\frac{1}{2}H\ (b-c) + (p+H)\ c}\right]$	504,26
Moment de la Pression interstitielle $m_{\frac{U}{B}}\left(KN.\frac{m}{m}\right) = \frac{2}{3}U * b$	249,75
Moment de la Poussée de l'eau $m_{\frac{Pe}{B}}\left(KN.\frac{m}{m}\right) = \frac{1}{3}P_e * (H + h)$	81,4
Moment de la poussée des terres $m_{\frac{Pt}{B}}\left(KN.\frac{m}{m}\right) = \frac{1}{3}P_t * h$	0,243
Facteur de sécurité au non renversement $Fs/renversement$	2,24

Fs / renversement = 2,24

Fs / renversement > 1,5 : le facteur de sécurité du non renversement est vérifié.

La stabilité externe du déversoir est assurée car les conditions de non renversement et de non glissement sont assurées. **(Voir Annexe VI.2 ; page 90)**

V.4.3 Le mur Bajoyer

❖ Caractéristiques du mur bajoyer

Les caractéristiques géométriques du mur sont dans le tableau 10.

Tableau 10: Caractéristiques géométriques du mur bajoyer

H	e_1	e_2	b	h	c
6,6 m	0,25 m	0,6 m	4 m	6 m	3,4 m

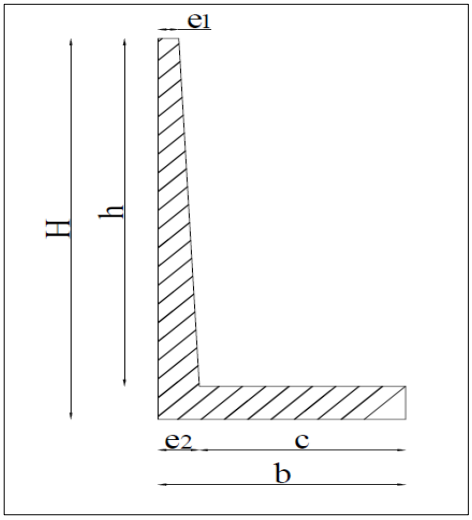


Figure 11 : Caractéristiques du mur bajoyer

e_2 : épaisseur de la semelle= $\frac{H}{12}$

e_1 : épaisseur de la crête $= \frac{H}{24}$ avec min =15 cm

h : Hauteur voile = $H - \frac{H}{12}$

H : Hauteur du mur bajoyer

C : longueur du talon = $0{,}2 + 0{,}45 * H$

Figure 11: Caractéristiques du mur

- **Stabilité du mur**

$F_G = 2{,}78 > 1{,}2$; Donc le mur est stable au glissement.

$F_R = 4{,}04 > 1{,}5$; Cela signifie que le bajoyer est stable au renversement

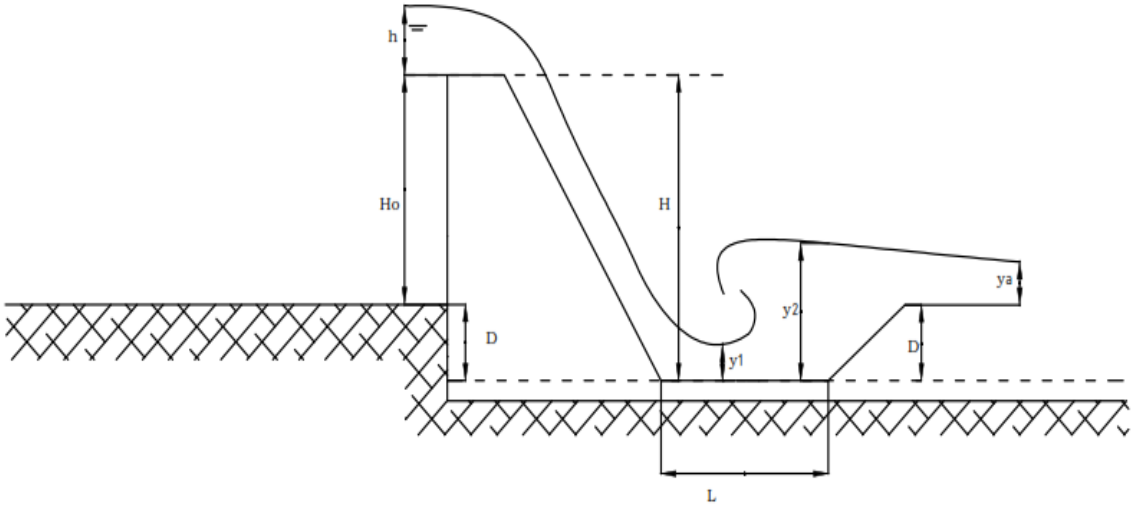
$\delta_{max} = 39{,}4 < \delta_{lim} = 6$ donc $\delta_{max} < \delta_{lim}$, le mur est stable à la rupture.

Les calculs de stabilités sont consignés en **Annexe VI.3 ; page 96.**

V.4.4 Bassin de dissipation et chenal d'évacuation

Le bassin de dissipation sert à amortir l'énergie de chute et son action érosive. Nous utiliserons un bassin de type II dans notre cas.

La réalisation de ce dernier nécessite d'abord la mise en place d'une couche de sable filtrante de 10 cm d'épaisseur en dessous du béton cyclopéen.



***F**igure 12 : caractéristique du bassin de type II*

Les calculs du bassin de dissipation sont en **Annexe VI.4 ; page 98**

Le chenal d'évacuation est de forme trapézoïdale avec un fruit de berge égal à 2. Le chenal sera observé avec une attention du fait de sa pente et de sa géométrie. Elle a une longueur de 15 m en aval.

V.4.5 Diguettes de protection

Afin de drainer les eaux de déversement vers le talweg et empêcher l'érosion du pied de la digue, deux diguettes de protection sont construites de part et d'autre du déversoir.

V.4.6 Ouvrage de prise

Un ouvrage de prise situé au niveau du lit mineur est adopté pour le prélèvement d'eau pour l'irrigation des terrains en aval par gravité. Cet ouvrage permet l'irrigation des cultures en cas de poches de sécheresse en saison pluvieuse et le maraichage en contre saison. L'ouvrage de prise est calé à la cote 310 m (entrée du bac amont). L'alimentation du bac amont se fait par un canal d'amenée situé dans la cuvette. Une autre conduite servira d'ouvrage de vidange et est placé au niveau du lit mineur également. Le diamètre des conduites de prise et de vidange

est des Φ300 mm. Les détails des calculs sont reportés dans les notes de calculs. **Annexe VI.5 ; page 101.**

Tableau 11: Caractéristiques de l'ouvrage de prise

DÉSIGNATION	**UNITÉ**	**VALEUR**
Côte au PEN	m	312
Surface au PEN	m^2	400 916
Cote de l'ouvrage de Vidange	m	310,00
Pesanteur	m/s^2	9,81
Charge d'eau (PEN / Prise)	m	2,00
Temps de Vidange	s	1163933,231
Débit de Vidange	jrs	2
Nous considérons un temps de vidange de 2jours		

VI. ETUDE FINANCIERE

Nous avons fait ressortir les différentes quantités nécessaires à la réalisation de notre ouvrage suite à notre étude. Cela nous a permis d'estimer à partir du cadre de bordereau de prix de BERA le coût de chaque partie de l'ouvrage hors taxe.

Le coût total de réalisation du barrage de Yantenga est estimé à **514 443 342 FCFA.**

L'avant-métré et le devis estimatif des travaux figurent **annexe. (Voir Annexe VII ; page 103).**

VII. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

N'ayant pas des données de base pour l'étude, il est nécessaire qu'elle soit refaite. La reconstruction de la retenue d'eau va occasionner des dommages sur les pratiques culturales des habitants et aussi la route reliant les villages sera coupée.

Une étude d'impact équilibrée et bien conduite doit mettre en valeur les aspects aussi bien positifs que négatif du projet. Après avoir diagnostiqué tous les effets du projet nous ferons des propositions de solutions alternatives permettant d'atténuer les effets négatifs et de renforcer les impacts positifs.

- **Avantages**

Le barrage de yantenga à l'instar de tous les ouvrages de stockages d'eau a un effet positif dans la mesure où elle permet à la population de disposer d'une certaine quantité d'eau.

En effet la présence d'eau à proximité du village contribuera à changer les habitudes de la population. Dans un premier temps il permettra d'intensifier la pratique du maraichage qui est une activité rémunératrice par excellence.

Le barrage permettra dans un second temps la pratique de la pêche et l'abreuvement des animaux. Enfin le barrage va créer un micro climat et servira de lieu de repos.

- **Inconvénients**

Le barrage peut être cause de migrations des populations environnantes, ce qui fera du village de yantenga une zone densément peuplée.

La modification du régime hydrique ou l'interruption totale ou partielle de l'ancien cours d'eau peut entrainer les activités traditionnelles en aval.

A cela s'ajoutera la pollution de la nappe due à l'utilisation des produits phytosanitaires et des engrais ainsi que la modification de l'équilibre socio-économique

La présence d'une importante quantité d'eau stagnante va générer la reproduction des larves, des moustiques et drainer par la même occasion des maladies hydriques telles que la cécité, le ver de guinée, la bilharziose etc.

Le barrage pourrait servir de lieu de baignade, ce qui pourrait provoquer des noyades et de propagation des germes pathogènes.

- **Propositions de solutions**

Enfin d'éviter les problèmes fonciers pendant la phase exécution des travaux nous proposons qu'une politique de redistribution des terres soit mise en œuvre.

Une bonne sensibilisation doit être menée pour la bonne utilisation et le bon fonctionnement du barrage. Une équipe de jeunes devra être formée et sera chargée de l'entretien de la digue et du chenal en cas d'apparition des griffes d'érosion.

Enfin les baignades doivent être interdites dans le barrage. Les eaux du barrage ne doivent pas être utilisées comme eau de boisson sans traitements particuliers.

L'ensemble de l'étude est joint en **annexe I : Plan de Gestion Environnemental et Social.**

VIII. CONCLUSION

Le présent projet a porté sur l'étude technique détaillée de la reconstruction du barrage de YANTENGA. Entrant dans le cadre global de la lutte pour la sécurité alimentaire et l'amélioration des conditions de vie des populations en milieu rural initié par le gouvernement Burkinabé, il va permettre à terme, l'essor socio-économique pour l'ensemble de la commune de Diabo.

Au vu de l'étude, l'ouvrage permettra de stocker 400 milles mètres cube d'eau. Cette capacité est largement suffisante pour satisfaire les besoins pastoraux et aussi l'irrigation de 3ha. L'option de reconstruire totalement est salutaire dans la mesure où les actions ponctuelles ne permettent de résoudre des problèmes mineurs. En effet, généralement nous constatons une destruction de l'ouvrage en peu de temps. Malgré le coût assez important, cette action demeure l'une des principales actions pour assurer la pérennité de l'eau au niveau de l'ouvrage. L'action la plus importante a consisté au décapage de l'ancienne digue pour sa reconstruction afin d'assurer une meilleure stabilité de celui-ci.

Pour sa survie, il appartiendra aux bénéficiaires de s'impliquer dans sa gestion. Les parties prenantes pourraient élaborer un schéma d'organisation pour le suivi, le contrôle et l'entretien de l'ouvrage afin d'assurer sa pérennité.

L'ouvrage de prise/vidange sera déposé avec son bac amont. Une conduite en fonte DN/300, deux écrans anti-renard et un bac amont en béton armé seront mises en place au niveau de la rive droite pour assurer le rôle de prise/vidange.

IX. RECOMMANDATIONS

La réalisation du barrage de Yantenga est d'un grand intérêt pour les populations de la localité et des villages environnants. Il est donc plus qu'important que des mesures soient prises pour sa pérennisation. Nous proposons :

· La mise en place d'un comité de suivi et d'entretien du barrage avec les taches suivantes:

- Contrôle de la végétation sur l'ouvrage et à ses abords ;
- Le comblement des ravines sur le remblai ;
- Entretien des parements en maçonnerie ;
- Réparation de fils rompu de gabions
- Entretien des ouvrages hydrauliques (évacuateur, vidange).

· L'implication des agences de l'eau dans la surveillance du barrage

· La mise en place des CLE (comité locaux de l'eau) pour la gestion concertée et rationnelle de l'eau pour les besoins de la génération actuelle et celle à venir.

- Le réaménagement du périmètre irrigué détruit par l'eau à l'aval du barrage;
- La mise en place de digues filtrantes à l'amont afin de lutter contre l'ensablement et l'envasement du barrage.

X. BIBLIOGRAPHIE

Auvrey, C. Rodier, J., (1965) Estimation des débits de Crues décennales pour les bassins de superficie inférieure à 200 km2 en Afrique Occidentale, ORSTOM, 30p.

Berton, S., (1988). La maîtrise des crues dans les bas-fonds. Petits et micro-barrages en Afrique de l'Ouest. Collection « Le point sur ».Dossier n°12-Ministère de la Coopération, GRET, ACCT, AFVP-Paris-1988.475p.

Biaou, A., (2008).Cours d'Hydraulique à Surface libre.2iE.

Compaoré, M.-L., (1996).Cours de barrages.1996 : EIER.264p.

Cieh, Orstom et lct-Cemagref_Enagref, (1994).Crue et apports : Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche. In : Bulletin FAO d'irrigation et de drainage .n°54.

Durand, J-M., (1995).La pathologie, l'entretien, le suivi et l'exploitation des petits barrages en Afrique. Momento à l'usage du technicien supérieur. ETSHER.33p.

Durand, J-M., (1996).Petits barrages pour l'équipement Rural en Afrique.ETSHER.265p.

Durand, J-M., Royet, P., Mériaux, P., (1999).Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et Equatoriale.EIER-Cemagref, 415p.

Gueye, I., (2013/2014).Cours de barrage M2 IH.2iE.

Karambiri, H., Gueye, I., (2007).Cours de barrage.2iE.148p

Karambiri, H., Niang, D., (2011/2012).Cours d'Hydrologie.2iE.

Monographie de la commune Urbaine de Fada, (2006).FICOD.

Rodier, J.-A., (1975).Evaluation de l'écoulement annuel dans le sahel Tropical Africain. Travaux et Documents de l'ORSTOM N°46.

Etude de la reconstruction du barrage de la TAPOA dans la région de l'Est

Monrouré SAWADOGO Promotion Juin 2014. Soutenu le 24 Juin 2014 Page 44

Sawadogo S. Patrick, (2018). Etudes techniques détaillées pour la réalisation du barrage de Banwaly dans le département de Padema, province du Houet, au Burkina Faso. Mémoire pour l'obtention de master d'ingénierie en eau et environnement.

Yonaba, O., (2012).Etude d'actualisation, de supervision et de contrôle d'exécution du barrage de BIGTOGO dans la commune rurale de PABRE-Région de du centre. Mémoire pour l'obtention de master d'ingénierie en eau et environnement.2iE

XI. ANNEXES

Annexe I : Plan de gestion environnementale pour la réalisation et l'exploitation du projet 63
Annexe II : Données météorologie 64
Annexe III. Etudes hydrologiques 66
Annexe III.1. Synthèse de l'analyse des données pluviométriques 66
Annexe III.2. Caractérisation du bassin versant 68
Annexe III.3. Prédétermination des débits de crues et de projet 71
Annexe III.4. Etudes des apports d'eau du projet 77
Annexe IV. Etude de la cuvette 81
Annexe IV.1. Courbe hauteur volume 81
Annexe IV.2. Estimation des besoins 81
Annexe IV.3. Estimation des pertes 83
Annexe V : Etude de la digue 85
Annexe V.1 La digue 85
Annexe V.2 Etudes des infiltrations de la digue 87
Annexe VI : dimensionnement du déversoir et des ouvrages annexes 89
Annexe VI.1 : laminage de la crue du projet 89
Annexe VI.2 : stabilité du déversoir 90
Annexe VI.3. Murs bajoyers 93
Annexe VI.4 : Dimensionnement du bassin de dissipation 94
ANNEXE VI.5 : Le chenal d'évacuation 97
Annexe VI.5 Ouvrages de Prise et de Vidange 97
VII Devis estimatif et quantitatif ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Annexe VIII Plans 101
Annexe VIII.1 Plan de masse de la retenue 101
Annexe VIII.2 Profil en long de la digue du barrage 102
Annexe VIII.3 Profil en travers type de la digue du barrage 103
Annexe VIII.4 Plan de coupe du déversoir 104
Annexe VIII.5 ouvrage de prise et de vidange 105

Annexe I : Plan de gestion environnementale pour la réalisation et l'exploitation du projet

Tableau 12: Plan de Gestion Environnementale et Sociale

Impacts identifies	Actions environnementales	Objectifs vises	Indicateurs de suivi	Lieu de mise en œuvre	acteurs	chron ogram me
Dégradation de la qualité de l'air	Maintenance des engins et limitation de vitesse	Minimiser les pollutions de l'air	Respect de la clause du chantier	Sur le chantier et les sites d'agrégats	Entreprise, BERA et DREA	An I
Pollution des eaux et risques d'accidents	Maintenance des engins et limitation de vitesse	Minimiser la pollution de l'eau et limiter les risques d'accidents	Respect des clauses du chantier	Sur le chantier et les sites d'agrégats	Entreprise, BERA et DREA	An I
Risques sanitaires	Limitation de vitesse et sensibilisations	Limiter les risques sanitaires	Respect des clauses du chantier et population touchée	yantenga	Entreprise, BERA et DREA Comite de gestion	An I
Dégradations physiques des sols	Remise en état des lieux après travaux	Restaurer le capital production du milieu	Réalisation de la remise en état des lieux	Site du barrage et d'emprunts	Entreprise, BERA et DREA Comite de gestion	An I
Dégradation de la végétation	Reboisements compensatives	Restaurer le couvert végétal	Superficie reboisées, nombre de plant mis en terre	yantenga	Entreprise, BERA et DREA Comite de gestion	An I
Risque de dégradation accélérée des berges du barrage	Protection des berges par plantations d'arbres	Protéger le barrage créé	Nombre de plant mis en terre	Berges du barrage	Entreprise, BERA et DREA Comite de gestion	An I
Risques de conflits entre agriculteurs et éleveurs	sensibilisations	Minimiser les risques de conflits entre agriculteurs et éleveurs	Nombre de producteur sensibilises	yantenga	Population et comite de gestion	An I
Insuffisance dans la gestion du barrage	Mise en place d'un comité de gestion	Améliorer les acquis du barrage	Existence d'un comité de gestion du barrage	yantenga	Population, comite de gestion, DREA	An I
	Appui à l'élaboration d'un règlement intérieur	Améliorer les compétences en gestion du plan de l'eau	Existence d'un règlement intérieur pour la gestion du barrage	yantenga	comite de gestion, DREA	An I
	formation technique d'entretien des ouvrages hydrauliques	Renforcer les compétences en entretien des ouvrages	Nombre de producteur forme	yantenga	comite de gestion, DREA	An I
	Sensibilisation sur la gestion des ressources naturelles	Améliorer les connaissances en gestion des RN	Nombre de producteur sensibilises à la gestion des ressources naturelles	yantenga	Population et comite de gestion, DREA	An I
	Sensibilisation sur les maladies hydriques et IST	Améliorer les connaissances en lutte contre les IST	Nombre de producteur sensibilise sur les maladies hydriques et IST	yantenga	Population et comite de gestion, DREA	An I

Annexe II : Données météorologie

Tableau 13: pluies annuelles et maximales journalières

Année	pluie maximale journalière	Pluie annuelle
1952	85,2	920,3
1953	134,4	829,9
1954	54,8	929,3
1955	86,7	943,85
1956	71,2	546
1957	64,7	1082,3
1958	135,4	958,1
1959	111,9	847,2
1960	52,4	1080,7
1961	86,7	872,4
1962	64	755,4
1963	59,2	1123
1964	52	961,1
1965	82,3	878,2
1966	87,2	934,2
1967	90,2	826,9
1968	49,5	781,6
1969	85,1	1043,9
1970	63,4	879,9
1971	54,8	733,58
1972	67,8	806,2
1973	81,5	784,4
1974	48,5	1060,6
1975	64,8	872,9
1976	46,7	792,4
1977	133	860
1978	47,5	875,2
1979	64	975,4
1980	65,4	786,5
1981	75,3	938,5
1982	70,2	1226,1
1983	49,9	1118,6
1984	52,5	1172,7
1985	305	996,7
1986	63,2	1108,1
1987	47,9	1045,6
1988	63,1	1056,6
1989	199	1155,2
1990	108	1376,9
1991	73,2	1054,58
1992	108	1105,9
1993	70,7	1143,9
1994	42,3	1129,78
1995	111,9	1107,7
1996	65,2	855,5

1997	41,6	962,7
1998	49,9	945,2
1999	52,5	1057,8
2000	305	975,7
2001	63,2	784,4
2002	47,9	698,8
2003	199	1072
2004	199	924,5
2005	108	835,2
2006	48	835,2
2007	108	817
2008	70,7	671,3
2009	48,8	912,4
2010	111,9	1370,1
2011	65,2	754

Annexe III. Etudes hydrologiques

Annexe III.1. Synthèse de l'analyse des données pluviométriques

L'analyse des pluies a été faite à partir des données pluviométriques recueillies à la station de Fada N'Gourma.

L'ajustement des pluies annuelles moyennes a été fait par la loi de GAUSS, sur un échantillon de 60 valeurs de 1952 à 2011.

L'échantillon est de taille supérieure à 30 ans qui est la durée minimale que doivent avoir les données de ce type pour la validation de l'analyse météorologique.

1. Pluies annuelles

La synthèse de l'analyse des pluies annuelles donne les résultats suivants :

Tableau 14: analyses des séries de pluies annuelles moyennes à la station de Fada N'Gourma

T	q	XT	Standard deviation	Confidence interval (95%)	
10000.0	0.9999	1550	59.5	1440	1670
2000.0	0.9995	1480	53.6	1380	1590
1000.0	0.9990	1450	50.8	1350	1550
200.0	0.9950	1370	43.9	1280	1450
100.0	0.9900	1330	40.7	1250	1410
50.0	0.9800	1280	37.2	1210	1360
20.0	0.9500	1220	32.4	1150	1280
10.0	0.9000	1160	28.4	1100	1210
5.0	0.8000	1090	24.5	1040	1130
3.0	0.6667	1020	22.0	976	1060
2.0	0.5000	949	21.0	908	990
1.4286	0.3000	863	22.4	820	907
1.2500	0.2000	812	24.5	764	860
1.1111	0.1000	740	28.4	684	796
1.0526	0.0500	681	32.4	618	745
1.0204	0.0200	615	37.2	542	688
1.0101	0.0100	570	40.7	491	650
1.0050	0.0050	530	43.9	444	616
1.0010	0.0010	446	50.8	346	546
1.0005	0.0005	413	53.6	308	518
1.0001	0.0001	344	59.5	227	460

2. Pluies maximales journalières

L'ajustement des pluies maximales journalières a été faite par la loi de GUMBEL sur de 60 valeurs contenues dans le tableau 16.

Tableau 15: Résultats des ajustements des pluies journalières maximales

T	Q	XT	Standard deviation	Confidence interval (95%)	
10000.0	0.9999	456	54.2	350	368
2000.0	0.9995	387	45.0	299	313
1000.0	0.9990	358	41.0	277	289
200.0	0.9950	289	31.8	226	235
100.0	0.9900	259	27.8	204	211
50.0	0.9800	229	23.9	182	187
20.0	0.9500	189	18.7	152	156
10.0	**0.9000**	**158**	**14.8**	**129**	**132**
5.0	**0.8000**	**126**	**11.0**	**105**	**107**
3.0	0.6667	100	8.27	84.2	87.5
2.0	0.5000	77.5	6.51	64.7	71.0
1.4286	0.3000	53.8	5.98	42.1	55.8
1.2500	0.2000	41.4	6.37	28.9	48.7
1.1111	0.1000	26.1	7.36	11.6	40.7
1.0526	0.0500	14.8	8.35	-1.56	35.1
1.0204	0.0200	3.38	9.50	-15.2	29.7
1.0101	0.0100	-3.60	10.3	-23.7	26.4
1.0050	0.0050	-9.61	10.9	-31.0	23.7
1.0010	0.0010	-21.0	12.2	-45.0	18.5
1.0005	0.0005	-25.1	12.7	-50.0	16.6
1.0001	0.0001	-33.3	13.7	-60.2	13.0

La pluviométrie moyenne annuelle étant supérieure à 900 mm, le régime pluviométrique est le **régime tropical sec**.

Annexe III.2. Caractérisation du bassin versant

- La superficie (S), le périmètre (P) et la longueur du cours d'eau principal

La délimitation de la superficie du bassin-versant s'est effectuée sur ARC Gis, on trouve les caractéristiques suivantes :

- Superficie (S) = 13,69 km² ;
- Périmètre (P) = 16 km ;
- Longueur du cours d'eau principal = 16,47 km.

- La pente longitudinale (I)

Elle est calculée par la formule simplifiée de GRESILLON : $I = 0{,}026/S^{0.5}$

Dans le cas du barrage de YANTENGA, la pente est égale à 7‰, donc comprise entre 5‰ et 1% ; ce qui permet de classer le bassin versant en **classe R3**.

- La perméabilité du sol

L'exploitation de la carte géologique du Burkina Faso montre que le sol du bassin-versant de YANTENGA est composé en majorité de sols argileux. Au regard de la nature du sol du bassin versant de YANTENGA, on peut classer le bassin versant dans la classe d'infiltration P3 ou RI qui désigne un bassin versant relativement imperméable, suivant la classification de Rodier et Auvrey.

- Indice de compacité de Gravelus

Cet indice est aussi appel coefficient de forme et correspond au rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle de même forme.

$K_G = 0{,}28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$	$= 0{,}28 \times \frac{16}{\sqrt{13{,}69}}$	$K_G = 1{,}21$

Le bassin versant est de forme allongé car $K_G > 1$

- La longueur du rectangle équivalent

La longueur est calculée par la relation :

$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{(P^2 - 16 \times S)}}{4}$	$= \frac{16 + \sqrt{(16^2 - 16 \times 13{,}69)}}{4}$	$L_{eq} = 5{,}52\ Km$

❖ Courbe Hypsométrique

C'est la répartition de la superficie du bassin en fonction de l'altitude. Elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

A partir de la courbe, nous avons H5% = 317,4 m et H95% = 347,3 m.

❖ Indice global de pente Ig

Il est défini par la formule suivante :

$I_g(m/km) = \frac{D}{L}$	$= \frac{(347{,}3 - 317{,}4)}{5{,}52}$	$I_g(m/km) = 5{,}45$ ‰

L'indice global de pente (Ig) étant inférieure à 7 m/km calculons l'indice global de pente corrigé.

❖ Indice global de pente Ig corrigé

Pour calcule l'indice global de pente Ig corrigé en déterminant la pente transversale. Cette dernière est déterminée en faisant la moyenne de quatre à six pentes transversales calculée en prenant la ligne de plus grande pente des versants. Dans notre cas It=2,51m/km.

$I_{gcorr} = \frac{((n-1) \times I_g + I_t)}{n}$	$= \frac{((3-1) \times 5{,}45 + 2{,}52)}{3}$	$I_{gcorr} = 4{,}47\ m/km$

Nous retiendrons un indice de pente de 4,47 m/km.

❖ Détermination de la dénivelée spécifique

C'est le produit de pente global de pente par la racine carrée de la surface du bassin versant.

$D_s = I_{gcorr} \times \sqrt{S}$	$= 4{,}47 \times \sqrt{13{,}69}$	$D_s = 20{,}17\ m$

On peut distinguer plusieurs types de relief en fonction de D_s (voir tableau suivant) :

Tableau 16: type de relief en fonction de la dénivelée spécifique

D_S (m)	**Relief**
$D_S < 50$	Relief faible
$50 < D_S < 100$	Relief modéré
$100 < D_S$	Relief fort

Source : crues et apports ; manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche. Bulletin n°54-FAO-CEMAGREF-ORSTOM-CIEH: 1996, page 5.

On a Ds = 20,17 m donc < 50 m, le relief du bassin versant est faible

- Détermination de la densité de drainage

C'est le rapport de la longueur totale du cours d'eau sur la superficie du bassin versant.

$D_d = \frac{\sum Longueur_{total}}{Surface}$	$= \frac{16,45}{13,69}$	$D_d = 0,83$

- Détermination du coefficient de ruissellement (K_{r10}) par la méthode ORSTOM

Pour une précipitation décennale ponctuelle P_{10} différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissèlement K_{r10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de K_{r70} et K_{r100}. Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide des courbes empiriques ou à partir des équations analytiques des formes générales présentées ci-dessous.

$$K_{r70}\ ou\ K_{r100} = \frac{a}{(S+b)} + c$$

En régime tropical sec ; pour un bassin versant dont la superficie et supérieure à 10 km^2, pour une classe d'infiltrabilité P3 (RI) et pour un indice global de pente comprise entre 3 et 7, les variables a, b et c de kr_{70} et kr_{100} nécessaire à la détermination des coefficients de ruissellement sont présentées dans le tableau 18 suivant :

Tableau 17: Coefficient de détermination de kr_{70} et kr_{100}

Coefficient de ruissellement	$I_g(m/km)$	a	B	c
K_{r70}	3	150	20	15
	7	200	20	18,5
K_{r100}	3	200	30	17
	7	240	30	22

En procèdent par interpolation on trouve les valeurs de kr_{70} et kr_{100} pour$I_g(m/km) = 4,47$, ces résultats sont donné dans le tableau ci-dessous :

Coefficient de ruissellement	$I_g(m/km)$	a	B	c
K_{r70}	4,47	168,4	20	16,28
K_{r100}	4,47	214,72	30	18,84

Par interpolation des kr_{70} et kr_{100} ainsi déterminées à partir des coefficients a, b et c, le kr_{10} correspondant à l'indice global de pente corrigé de 4,47 ‰ ainsi déterminé est consignée dans le tableau suivant.

$K_{r70}(\%)$	K_{r100} (%)	K_{r10} (%)
21,28	23,75	28,98

Donc Le coefficient de ruissellement Kr_{10} correspondant à la précipitation ponctuelle P10 vaut $K_{r10} = 28{,}98\ \%$

- Calcul du coefficient d'abattement A

Il se détermine par la formule de Vuillaume :

$A = 1 - \frac{(161 - 0{,}042 \times P_{an})}{1000} \times \log(S)$	$1 - \frac{(161 - 0{,}042 \times 949{,}16)}{1000} \times \log(13{,}69)$	$A = 0{,}86$

- Calcul de la pluie journalière décennale Pm10

C'est le produit de la hauteur de la précipitation de précipitation ponctuelle

$P_{m10} = A \times P_{10}$	$= 0{,}86 \times 158$	$P_{m10} = 136{,}25\ mm$

Annexe III.3. Prédétermination des débits de crues et de projet

La crue qui est caractérisée par un débit de fréquence rare exprime une augmentation instantanée du volume d'eau qui transite par le cours d'eau.

La crue de projet adoptée est celle que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages ; afin de se mettre dans une plus grande sécurité, le barrage de YANTENGA sera dimensionné pour évacuer la crue centennale, c'est-à-dire la crue susceptible de se produire une fois tous les 100 ans.

Le cours d'eau à barrer n'étant pas suivi du point de vue hydrologique, la détermination des débits de crue se fera par la méthode déterministe de l'ORSTOM et de CIEH.

1. Détermination des paramètres de calcul

1.1 Pluie journalière décennale (P10) et centennale journalière (P100)

Les pluies journalières décennales P(10) et centennale journalière P(100) sont déterminées à partir des séries pluviométriques de Fada N'Gourma.

1.2.Temps de base (Tb), temps de montée (Tm)

Les temps de base et de montée des eaux à l'exutoire du barrage sont également déduits des abaques de la méthode d'Auvray-Rodier (cf. Crues et Apports ; manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche. FAO-CEMAGREF-ORSTOM-CIEH : 1996, pages 45 à 52).

1.2.1. Temps de base (Tb)

En régime tropical sec, quel que soit la superficie du bassin-versant le temps de base est donné par la formule suivante : $T_{b10} = a \times S^{0,36} + b$ pour un indice global de pente proche de 7 m/km.

Avec a = 265,38 et b =251,33 (Bulletin 54 de la FAO : crues et apports, page 49)

Dans le cas présent, S = 13,69 km², et Ig = 4,47 m/km on a donc les résultats suivants :

Tb10 = 15,53 heures

1.2.2. Temps de montée (Tm)

En zone tropicale sèche, on peut considérer que le temps de montée représente à peu près le tiers du temps de base quel que soit la superficie et l'indice global de pente du bassin-versant

Le temps de montée est donné par la relation suivante : $T_{m10} = a \times T_{b10}$

Avec a = 0,33 (Bulletin 54 de la FAO : crues et apports, page 51)

On a T_{m10} = 5,12 heures

1.3.Coefficient de pointe (α)

On admet que le coefficient de pointe est voisin de 2,6 quelle que soit la superficie du bassin-versant. (Bulletin 54 de la FAO : crues et apports, page 50)

Dans le cas du barrage de YANTENGA le coefficient de pointe α sera donc de 2,6.

2. Détermination de la crue décennale par la méthode de ORSTOM

Le débit de pointe ou débit maximal total Q_{10} comprend le débit maximal de ruissellement Q_{r10} et le débit dû à l'écoulement retardé Q_{ret10}.

$$Q_{10} = Q_{r10} \times Q_{ret10}$$

En *zone tropicale sèche,* le rapport $\frac{Q_{ret10}}{Q_{r10}}$ est lié d'avantage à la surface du bassin dont dépend les possibilités de stockage superficiel (dans les lits des cours d'eau, par exemple) ou interne (horizons pédologiques, voire géologiques) qui favorise l'écoulement retardé :

- ✓ Pour les petits bassins imperméables (jusqu'à quelques dizaines de kilomètres carrés) : $Q_{10} = 1{,}03 \times Q_{r10}$;
- ✓ Pour les petits bassins perméables: $Q_{10} = 1{,}05 \times Q_{r10}$;
- ✓ Pour les grands bassins imperméables (plusieurs centaines de kilomètres carrés) avec un réseau hydrographique bien marqué : $Q_{10} = (1{,}10 \text{ à } 1{,}15) \times Q_{r10}$;
- ✓ Pour les grands bassins perméables avec des lits suffisamment larges : $Q_{10} = (1{,}15 \text{ à } 1{,}20) \times Q_{r10}$

  Dans notre cas, nous avons un petit bassin imperméable par conséquence on utilisera $Q_{10} = 1{,}03 \times Q_{r10}$

Le calcul du volume total de la crue nécessiterait de connaître avec suffisamment de précision l'écoulement retardé et l'écoulement de base. Toutefois, dans la détermination des caractéristiques des ouvrages hydrauliques, il importe essentiellement d'estimer le volume écoulé V_{c10} durant le temps de base de la crue.

Sachant que le volume de ruissellement V_{r10} est donné par l'expression :

$$V_{r10} = P_{m10} \times K_{r10} \times S \quad avec\ P_{m10} = A \times P_{10}$$

On obtient le volume de crue V_{c10} en ajoutant au volume ruisselé V_{r10} un volume V_{ret10} égal à la majoration due à l'écoulement retardé.

On considère que V_{ret10} correspond à un débit moyen, calculé sur toute la durée du temps de base, égal au débit Q_{ret10} défini comme suit : $V_{c10} = V_{r10} + Q_{ret10} \times T_{b10}$

En *zone tropicale sèche* :

Pour les petits bassins imperméables (jusqu'à quelques dizaines de kilomètres carrés) : $Q_{ret10} = 0{,}03 \times Q_{r10}$;

Pour les petits bassins perméables: $Q_{ret10} = 0{,}05 \times Q_{r10}$;

Pour les grands bassins imperméables (plusieurs centaines de kilomètres carrés) avec un réseau hydrographique bien marqué : $Q_{ret10} = (0{,}01 \text{ à } 0{,}15) \times Q_{r10}$;

Pour les grands bassins perméables avec des lits suffisamment larges : $Q_{ret10} = (0{,}15 \text{ à } 0{,}20) \times Q_{r10}$;

Dans notre cas, nous avons un petit bassin imperméable par conséquence on utilisera$Q_{ret10} = 0{,}03 \times Q_{r10}$.

Formules	**Symboles**	**Valeurs**	**Unités**
Qm10 = 16,7 x (Pm10 x Kr_{10} x S) / Tb_{10}	Qm_{10}	9,7	m^3/s
Qmr10 = Vr_{10} / (Tb_{10} x 60)	Qmr_{10}	9,66	m^3/s
Qr10 = 2,6 x Qmr10	Qr_{10}	25,1	m^3/s
Q10 = 1,03 x Qr_{10}	Q_{10}	**25,9**	(Petit bassin imperméable)
vr10 = Pm10 x Kr_{10} x S	vr_{10}	540688,61	m^3
Qret10 = 0,03 x Qr10	$Qret_{10}$	0,75	m^3/s
vc10 = Vr_{10} + $Qret_{10}$ x Tb_{10}	vc_{10}	582862,01	m^3
Tm10 = 0,33 x Tb_{10}	Tm_{10}	307,53	min

Par la méthode déterministe de l'ORSTOM, on trouve un débit de crue décennal **Q_{10} de 25,9 m^3/s**

3. Détermination de la crue décennale par la méthode de régressions linéaires du CIEH

La formulation retenue pour retrouver l'expression de la crue décennale, est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a \cdot S^{s} \cdot P_{an}^{p} \cdot I_{g}^{i} \cdot K_{r10}^{k} \cdot D_{d}^{d} \ldots\ldots\ldots\ldots$$

Où : a, s, p, i, k, d, m sont des coefficients d'ajustement déterminés par régressions multiples.

Les autres paramètres sont donnés dans le tableau suivant :

(Source : manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche, p. 61)

En fait, cette méthode est une méthode statistique avec plusieurs variantes fonction de l'appartenance du bassin à un découpage climatique, une position géographique, un découpage pour un pays ou un groupe de pays.

En se basant sur les études récentes du CIEH (C.Puech et D.Chabi Gonni) et en tenant compte des caractéristiques du bassin et de son emplacement et aussi du régime climatique de la zone, l'équation de débit décennal envisageable est la meilleure formulation la plus récente (1996) en zone climatique sahélienne, calée et validée pour une soixantaine de bassins versants du Burkina Faso, et qui s'appuient sur deux ou trois variables caractéristiques du débit :

Nous utiliserons alors les formules de régression linéaire suivantes, qui sont bien indiquées pour le Burkina Faso et pour la zone du projet :

- **Equation N°10 :** Formulation pour le découpage climatique de pluviométrie 800-1200 mm en fonction de S, Ig et Kr_{10} ; a x S^s x Ig^i x Kr^k

$$Q_{10} = 0{,}0833 \times S^{0{,}696} \times I_g^{0{,}953} \times {K_{r10}}^{0{,}534}$$

- **Equation N°27 :** Formulation pour le découpage par pays de l'Afrique de l'ouest en fonction de S, Ig et Kr10 ;

$$Q_{10} = 0{,}56 \times S^{0{,}619} \times I_g^{0{,}279} \times {K_{r10}}^{0{,}51}$$

- **Equation N°39 :** Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S et Kr10 ;

$$Q_{10} = 0{,}41 \times S^{0{,}425} \times {K_{r10}}^{0{,}534}$$

- **Equation N°40 :** Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S, Ig et Kr10 ;

$$Q_{10} = 0{,}254 \times S^{0{,}462} \times I_g^{0{,}101} \times {K_{r10}}^{0{,}976}$$

- **Equation N°42 :** Formulation pour le Burkina Faso, Mali et le Niger en fonction de S, Ig et Kr10 ;

$$Q_{10} = 0{,}0918 \times S^{0{,}643} \times I_g^{0{,}399} \times {K_{r10}}^{1{,}019}$$

(Source : Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins-versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche, p.70, équations n°39 et 40)

Tableau 18: Calcul des débits selon la méthode CIEH

N° Equation FAO	**Description**	**Les coefficients de l'équation**					**Q_{10}**
		a	S	Ig	Kr10	Dd	a x $S^{(s)}$ x $Ig^{(i)}$ x $Kr^{(k)}$
10	découpage climatique/ pluviométrie 800-1200 mm	0,0833	0,696	0,953	0,534		**12,95**
27	découpage par pays/Afrique de l'ouest	0,56	0,619	0,279	0,51		**23,92**
39	Burkina Faso	0,41	0,425		0,923		**27,88**
40	Burkina Faso	0,254	0,462	0,101	0,976		**26,46**
42	Burkina Faso+Mali+Niger	0,0912	0,643	0,399	1,019		**27,55**

La valeur de la crue décennale retenue par la méthode de régression linéaire sera la moyenne des cinq valeurs trouvées par les deux équations.

4. Crue décennale Q_{10}

Ainsi la valeur de la crue décennale (Q_{10}) adoptée sera la valeur moyenne donnée par les deux méthodes et est présentée dans le tableau suivant.

Le choix de la valeur moyenne donnée par les deux méthodes empiriques cadre avec le contexte de changements climatiques caractérisé par des averses de plus en plus fortes qui génèrent des crues importantes et brusques.

5. Choix du débit de crue de projet

L'estimation des débits de pointe de la crue de période de retour supérieure à 10 ans, se fera en admettant selon la théorie du Gradex (distributions statistiques des pluies et des débits Gumbeliennes), où toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale.
Le supplément de débit se traduit par un coefficient multiplicateur C supérieur à 1.

Le coefficient majorateur, proposé par GRESILLON, HERTER et LAHAYE et basé sur la méthode du gradex de GUILLOT et DUBAND, après une étude critique des différents coefficients proposés est de la forme : $C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} x \frac{(\frac{T_b}{24})^{0,12}}{Kr_{10}}$, pour le calcul de la crue centennale.

Les débits de crues de projet s'obtiennent en multipliant le débit de crue décennal par la valeur C_T correspondante à une période de retour de la crue.

Ainsi, on aura :

Pour la Q_{100} on aura, $Q_{100} = C_{100} \times Q_{10}$

On aura une crue de projet **Qp = 74,58 m^3/s**.

Annexe III.4. Etudes des apports d'eau du projet

- La méthode du déficit d'écoulement annuelle

$D = P - L_e$	D = le déficit d'écoulement (m) P= la pluviométrie annuelle (m) Le = la lame d'eau écoulée en (m)

Données :

T	37 °C
Pan	949,16 mm = 0,949 m

Appliquons la formule de Coutagne :

$D = P - \lambda P^2$	Avec $\lambda = \frac{1}{0,8+0,14*\overline{T}}$

Cette relation est valable si $P \epsilon \left[\frac{1}{8\lambda}; \frac{1}{2\lambda}\right]$

Si $P < \frac{1}{8\lambda}$	alors $D = P \; et \; Q = 0$

Si $P > \frac{1}{2\lambda}$	alors $D = \frac{1}{4\lambda} = \frac{0,8+0,14*\bar{T}}{4} = 0,20 + 0,035 * \bar{T}$
Si $\frac{1}{8\lambda} < P < \frac{1}{2\lambda}$	alors $D = P - \lambda P^2$

AN :

$$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * \bar{T}} = \frac{1}{0,8 + 0,14 * 37} = 0,17$$

λ	$\frac{1}{8\lambda}$	$\frac{1}{2\lambda}$
$= 0,17$	$= 0,75$	$= 2,99$

Par conséquent on a $\frac{1}{8\lambda} < P < \frac{1}{2\lambda} \leftrightarrow 0,75 < 0,949 < 2,99$ alors nous allons utiliser la formule générale de Coutagne qui est :

$D = P - \lambda P^2$	$= 0,9491 - 0,17 * 0,9491^2$	$D = 787,7\ mm$

$L_e = P - D$	$L_e = 0,9491 - 0,7877$	$L_e = 151,34\ mm$

D'où

$k_e = \frac{l_e}{P_{an}}$	$= \frac{151,34}{949,16} * 100$	$k_e = 15,99\%$

$$k_{e5} = 0,70\ ke$$

$$k_{e10} = 0,5\ ke$$

AN :

k_e	k_{e5}	k_{e10}
15,99%	11,2 %	8,0%

Tableau 19: Apports liquides

Apports liquides					
Période de retour (année)	Pluviométrie (mm)	lame d'eau écoulée	Ke (%)	Superficie (Km2)	Apports liquides (m3)
Année moyenne	949,16	96,82	16,0%	13,69	2 077 740,66
Année quinquennal sèche	812	90,944	11,2%	13,69	1 245 023,36
Année décennal sèche	740	59,2	8,0%	13,69	810 448,00

❖ La méthode Rodier

Il fallait d'abord déterminer un bassin type qui se rapprochent de près à notre bassin d'étude afin d'utiliser les paramètres de calcul de l'écoulement ; ensuite lire sur la courbe du bassin type les lames d'eau correspondant à la fréquence de non dépassement et enfin calcul les coefficients d'écoulements k_e et le volume d'écoulement de l'année considérée (sèche et humide).

La formule utilisée se présente sous cette forme :

$V = S \times P \times k_e$	S : la superficie du bassin – versant ; P : la pluviométrie considérée ; k_e : le coefficient d'écoulement ; V : volume des apports de l'année considérée.

Les paramètres P et S étant connus, il reste à déterminer le coefficient d'écoulement k_e.

$$k_e = \frac{L_e}{P_{an}}$$

Le bassin type utilisé est le bassin de Binndé (Burkina-Faso, Manga, 1963-1965) car le bassin de YANTENGA se trouve dans la même zone que le bassin de Binndé. Les caractéristiques du bassin de Binndé sont : S = 9,1 km², Dd = 2,66 km/km², Ds = 20 m (relief assez faible) peut être rattaché à cette même catégorie, sols de piémont formant des glacis imperméables ; lits alluviaux contenant peu de sables ; forte proportion de sols cultivés, Pmed = 960 mm et Kmed = 15 %. Pour détermine la lame d'eau correspond à la fréquence de non dépassement de l'année considérée, on utilise la courbe de la page 167 du bulletin FAO.

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 20: Détermination des apports selon la méthode Rodier

Apports liquides					
Méthode de Rodier					
	P moyennes	P5 sèche	P10 sèche	P5 humide	P10 humide
Pan (mm)	949,16	812	740	1090	1160
fréquence au non dépassement	-	0,2	0,1	0,8	0,9
fréquence au dépassement	-	0,8	0,9	0,2	0,1
Le (mm)	142,35	48	38	125	170
ke = Le / Pan	15,0%	5,9%	5,1%	11,5%	14,70%
volume(m3) = ke x S x Pan	1 948 772	657 120	520 220	1 711 250	2 327 300

Conclusion : On retiendra la moyenne de volume en année quinquennale sèche des deux méthodes, ce qui donne **951 071,68m^3.**

Annexe IV. Etude de la cuvette

Annexe IV.1. Courbe hauteur volume

Tableau 21: Détermination de la superficie et du volume en fonction de la côte

Cotes (m)	Hauteur	Surperficie (m²)	surface moyenne([Sn+1]+[Sn])/2	Volume	Surface cumulée	Volume cumulée
308	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00
308,5	0,50	8380,00	4 190,00	2 095,00	4190,00	2095,00
309	0,50	16760	8 380,00	4 190,00	8 380,00	6 285,00
309,5	0,50	29330	18 855,00	9 427,50	23 045,00	15 712,50
310	0,50	41900	29 330,00	14 665,00	37 710,00	30 377,50
310,5	0,50	155212	92 271,00	46 135,50	115 316,00	76 513,00
311	0,50	268524	155 212,00	77 606,00	192 922,00	154 119,00
311,5	0,50	207994	181 603,00	90 801,50	296 919,00	244 920,50
312	0,50	147464	207 994,00	103 997,00	400 916,00	348 917,50
312,5	0,50	154849,5	181 421,75	90 710,88	478 340,75	439 628,38
313	0,50	162235	154 849,50	77 424,75	555 765,50	517 053,13
313,5	0,50	244528,5	199 689,00	99 844,50	678 029,75	616 897,63
314	0,50	326822	244 528,50	122 264,25	800 294,00	739 161,88

Annexe IV.2. Estimation des besoins

- **Agricole**

La dose pratique ou réserve facilement utilisable du réseau sera donnée par

$$Dp = RFU\ (mm) = P * Zr * RU$$

Le volume pratique d'arrosage sera égal $Vp = Dp\ (mm) * A\ (ha) * 10$

Considérons l'oignon comme la culture qui consomme le plus d'eau pendant la période de pointe. Les besoins en eau journaliers de l'oignon sont de :

$$BMP = ETMP = kc * ET0$$

La fréquence d'arrosage est de

$$F(j) = \frac{RFU}{BMP}$$

La dose réelle est $Dr = T * BMP$

Le volume réel est $Vr = 10 * A * Dr$

Le cycle de l'oignon dure 150 jours. Avec un tour d'eau de 9 jours on aura un nombre de jour total d'arrosage $n = \frac{150}{9} + 1 = 18\ jours$

$$Bn = Bj * nj$$

Le besoin brut total du périmètre est donné en considérant l'efficience du réseau :

Eg=efficience globale = 0,6

$$BB1 = \frac{Bn}{Eg}$$

Tableau 22: besoin en eau de l'oignon

Oignon					
	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars
jours	30	31	31	28	30
ET_0 (mm/jr)	5,19	5,39	6,13	6,79	7,23
Kc	0,5	0,75	0,962	0,883	0,411
ETM	2,595	4,042	5,902	6,001	2,973
Reserve utilisable Ru (mm/m)	120	120	120	120	120
Facteur de tarissement p	0,675	0,569	0,363	0,364	0,633
Profondeur d'enracinement Zr	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Reserve facilement utilisation Rfu (mm) = p x Zr x RU	40,5	34,14	21,78	21,84	37,98
pe (mm/jr)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Besoins en eau journalier BMP (mm/jr) = kc x ET0	2,595	4,0425	5,902	6,001	2,973
Fréquence d'arrosage F(j) = RFU/BMP	15,606	8,445	3,689	3,639	12,772
T	9	8	3	3	9
Dr	23,355	32,34	17,707	18,004	26,762

Besoin brute					
	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars
Dr	23,355	32,34	17,7077	18,004	26,762
A	3	3	3	3	3
Vr	700,65	970,2	531,233	540,133	802,879
Tour d'eau	9	8	3	3	9
nj	5	5	12	11	5

Bn	3503,25	4851	6374,804	5941,469	4014,399
Eg	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
BB	**5 838,75**	**8 085,00**	**10 624,67**	**9 902,45**	**6 690,67**

- Pastorale

Tableau 23: besoin en eau pastoral

	Gros bétail	Petit bétail
Effectif y compris Départs transhumances Arrivées transhumances	500	700
Coeff. Conversion UBT (litres/jours)	40	5
Taux de croissance	0,027	0,027
Effectifs 2018	571,245	799,743
Effectifs 2038	973,265	1362,571
Effectifs 2043	1111,945	1556,723
UBT 2018	22849,790	3998,713
UBT 2038	38930,599	6812,855
Besoins en eau 2018 (m3/j)	22,850	3,999
Besoins en eau 2038 (m3/j)	38,931	6,813
Total des besoins en eau 2018 (m3/j)	26,849	
Total des besoins en eau 2038 (m3/j)	45,743	

Annexe IV.3. Estimation des pertes

Tableau 24: estimation des pertes

Evaporation moyenne annuelle de 1986-2015					
Mois	**Ebac (mm/mois)**	**Ebac (mm/jrs) = Ebac (mm/mois)/ nombres de jours du mois**	**E (mm/jrs) = 1,664 x Ebac (mm/jrs) ^(0,602)**	**E (mm) = E (mm/jrs) x nombres de jours du mois**	**Infiltration (mm)**
Janv	285,2866667	9,20	6,33	196,24	46,5
Fevr	309,4733333	11,05	7,07	204,98	42
Mars	358,1266667	11,55	7,26	225,03	46,5
Avr	322,1766667	10,74	6,95	208,41	45
Mai	280,0166667	9,03	6,26	194,05	46,5
Jui	205,7466667	6,86	5,30	159,10	45
Juil	152,6766667	4,93	4,34	134,69	46,5
Aou	128,1266667	4,13	3,91	121,20	46,5
Sept	142,6533333	4,76	4,25	127,62	45
Oct	190,1233333	6,13	4,96	153,71	46,5

Nov	237,84	7,93	5,79	173,61	45
Decembre	264,25	8,52	6,05	187,40	46,5
Total	2876,496667			**2 086,06**	**547,50**

Annexe V : Etude de la digue

Annexe V.1 La digue

- **Hauteur de la digue (E)**

La hauteur du barrage (E) est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux (H) majorée de la charge maximale au-dessus du déversoir de crue et de la revanche (R).

$E = H + h + R$	$= 4 + 0{,}6 + 0{,}5$	$Emaxi = 5{,}1\ m$

- **Niveau des plus Hautes Eaux (PHE)**

Le niveau des plus hautes eaux PHE est égal au niveau de la retenue augmentée de la lame d'eau au-dessus du déversoir.

La hauteur PHE est donnée par la formule

$PHE = PNE + Charge\ d'eau$	$= 4 + 0{,}6$	PHE = 4,6

Nous retiendrons la valeur de 312,60 m comme côte de calage du PHE

- **Largeur en crête**

Des formules empiriques permettent de déterminer cette hauteur, dans la pratique la largeur en crête L_c est supérieure à trois (03) mètre.

KNAPPEN	PREECE	Autres formules	moyenne
$l_c = 1{,}65 * \sqrt{E}$	$l_c = 1{,}1 * \sqrt{E} + 1$	$l_c = 3{,}6 * \sqrt[3]{E} - 3$	
3,73	3,48	3,19	3,46

Nous retiendrons la valeur maximale des trois formules qui est de 4 m.

- **Effet des vagues et revanche libre**

La hauteur des vagues peut être calculée selon des formules empiriques

- **Formule de Molitor**

Pour le calcul de Fetch on applique la formule suivante :

Pente = $\frac{Verticale}{Horizontale} = \frac{Hauteur\ barrage}{Fetch}$

La valeur du fetch f = $\frac{5{,}10}{0{,}7\%} = 0{,}75\ \boldsymbol{km}$

Pour f < 30 km, $h = 0{,}76 + 0{,}032\sqrt{U * f} - 0{,}26 * \sqrt[4]{f}$

Avec f = fetch (m), U= vitesse du vent (km/h)

La vitesse maximale du vent en Mai à la station de Ouagadougou Aéroport est de 2,51 m/s soit environ 10 km/h (la station synoptique la plus proche).

$h_{vague} = 0{,}76 + 0{,}032\sqrt{2{,}51 \times 0{,}70} - 0{,}26 \times \sqrt[4]{0{,}70}$	$h_{vague} = 0{,}70$

- **Formule de Gaillard**

$V = 1{,}5 + 2 \times h_{vague}$	$V = 1{,}5 + 2 \times 0{,}70$	$V = 2{,}12$
$R = 0{,}75 \times h_{vague} + \frac{V^2}{2 \times g}$	$R = 0{,}75 \times 0{,}70 + \frac{1{,}97^2}{2 \times 9{,}81}$	$R = 0{,}68$

- **Approche simplifié**

Les chercheurs du comité des Grands Barrages proposent des recommandations sur l'estimation de la revanche en fonction du volume de la retenue et la hauteur de la digue (H) pour les petits barrages.

Les valeurs proposées sont consignées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 25: valeurs minimales de la revanche

$H^2\sqrt{V}$	5	30	100	700	1500
R min (m)	0,4	0,6	0,8	1,05	1,3

Source : Petits Barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi-Cemagref – Comité Français des grands barrages.

Pour une hauteur de la digue de 5,1 m et un volume de la retenue de 0,400 mm^3, le coefficient $H^2\sqrt{V} = 16{,}36$. En procédant par interpolation la revanche minimale est de 0,49 m.

Il sera donc considéré une valeur de : $\boldsymbol{R = 0,5\ m}$

Avec la digue fixée à la côte 313,1 m, la revanche libre au-dessus du déversoir actuel est de :

$R = côte\ digue - (côte\ PEN + Lame\ d'eau\ au\ dessus\ du\ déversoir)$

$R = 313,1 - (312 + 0,6) = 0,50\ m$

Nous avons donc une revanche libre totale de 1,1 m.

Annexe V.2 Etudes des infiltrations de la digue

- **Détermination de section de la digue**

✓ **Calcul de la base l_B**

$l_B = \boldsymbol{l_c} + \boldsymbol{H_B} * \left[\frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{tg\alpha_1}} + \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{tg\alpha_2}}\right]$	$l_B = 4 + 5,1 * (2 + 2)$	$= 24,4\ m$

✓ **Détermination des paramètres du drain**

Longueur du drain à mettre en place	$\left(\frac{1}{4}\ \text{à}\ \frac{1}{3}\right) * L_f$	$Ld = \frac{l_B}{3} = \frac{24,4}{3}$	$\boldsymbol{Ld = 8,13\ m}$
Calcul du paramètre b	$b = \frac{Hr}{tg\alpha}$	$\frac{4}{0,5}$	$\boldsymbol{b = 8\ m}$
Calcul du paramètre d	$d = l_B - Ld - 0,7 * b$	$\mathbf{d = 24,4 - 8,13 - 0,7 \times 8}$	$\mathbf{d = 10,67\ m}$
Détermination de Yo	$y_{0=}\sqrt{H^2 + d^2} - d$	$\boldsymbol{y_{0=}\sqrt{4^2 + 10,67^2} - 10,67}$	$y_{0=}\ 0,72\ m$
Equation de fuite	$q = k\left(\sqrt{H^2 + d^2} - d\right)$		$q = 7,2 * 10^{-8} m^3/s$
Évaluation du débit de fuite	$q = kr * y_0$		$K_r = 10^{-7}\ m/s$

$K_r =$ perméabilité du remblai

Le débit de fuite calculé pour la digue est faible mais pas négligeable, d'où la nécessité d'évacuer cette eau hors des fondations, car elle devient un danger pour la stabilité de

l'ouvrage. Ainsi, il est nécessaire d'envisager un dispositif de protection contre ces eaux, qui est composé du drain filtre.

- **Caractéristiques du drain**

➢ **L'épaisseur du drain**

$e_d = 2 * \left[\frac{q * l_d}{K_d}\right]$	$k_d = k_{argile}$ $= 10^{-4}\ m/s$	$e_d = 2 * \left[\frac{7{,}2 * 10^{-8} * 8{,}13}{10^{-4}}\right]^{0.5}$	$= 0{,}15m$

Nous retiendrons la valeur de e = 0,5 m

➢ **Longueur du drain**

$Ld = 8{,}13\ m$

➢ **La hauteur du drain**

$y_0 = h_d = 0{,}72\ m$

➢ **Protection des talus amont et aval :**

$e = 1{,}5 * D_{50}$	$e = 1{,}5 * 0{,}20$	$= 0{,}30\ m$

On adoptera ainsi une protection amont en enrochement de 0,30 mètre et en aval une protection en matériau latéritique de 0,30 mètre.

Annexe VI : dimensionnement du déversoir et des ouvrages annexes

Annexe VI.1 : laminage de la crue du projet

Elle est calculée par la méthode EIER-CIEH ou méthode du « x0 », une solution itérative à l'équation du laminage qui permet de déterminer itérativement, la longueur du seuil déversant une fois que l'on s'est fixé une lame d'eau déversant.

Ainsi, pour calculer la longueur d'un déversoir, on procédera de la manière suivante :

- On calcule L1sans tenir compte de l'effet de laminage :

$Q_{max} = m \times L_1 \times h\sqrt{2gh}$	$= 74{,}58\ m^3/s$	$Q_{max} = 74{,}58\ m^3/s$
$L_1 = \frac{Q_{max}}{m \times h \times \sqrt{2gh}}$		$L_1 = 75{,}47\ m$
$X_{01} = \frac{m^2 \times g \times {L_1}^2 \times Q_{max} \times {t_m}^3}{S^3}$		$X_{01} = 74{,}92$
$log_{10}(X_{01})$		$log_{10}(X_{01}) = 1{,}87$
$Q_{emax} = 88{,}74\% \times Q_{cmax}$		$Q_{emax} = 66{,}18\ m^3/s$
$L_2 = \frac{Q_{emax}}{m \times h \times \sqrt{2gh}}$	$= \frac{66{,}18}{0{,}48 \times 0{,}6 \times \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}5}}$	$L_2 = 66{,}98\ m$

Le tableau 26 ci-dessous résume les valeurs issues des itérations et des interpolations

Tableau 26: laminage des crues

Itérations	Q	H	b%	X_0	L	Qemax
2	74,58	0,6			75,470	
3			87,25	59,01	65,86	65,07
4			87,07	57,04	65,72	64,94
5			87,05	56,81	65,71	64,93
6			87,05	56,78	65,70	64,92
7			87,05	56,78	65,70	64,92
8			87,05	56,78	65,70	64,92

Nous avons à la fin des itérations un laminage de 87,07 % pour une longueur de déversoir de 70 m.

Annexe VI.2 : stabilité du déversoir

Bilan des forces présentes

- ❖ Les forces horizontales
- ✓ La poussée de l'eau

$\gamma_w\ (kN/m^3)$	H (m)	$h_e\ (m)$	$h_{av}\ (m)$	$P_{e1}\ (kN/m)$	$P_{e2}\ (kN/m)$	$P_{ea}\ (kN/m)$
10	4	0,6	0,4	24	80	2

- ✓ La poussée des sédiments

$\gamma_i\ (kN/\ m^3)$	h_i (m)	θ	$P_T\ (kN/m)$
18	1	30°	3

- ❖ Les forces verticales
- ✓ Le poids du déversoir

Section 1 (m²)	Section 2 (m²)	$P_p\ (kN/m)$
1,6	7,2	220

- ✓ La sous pression

$u_1 = \gamma_w * h_1$	$= 10 * 0{,}4$	$u_1 = 4\ kN/m$
$u_2 = \gamma_w * \left[h + \frac{2}{3} * (H - h)\right]$	$= 10 * \left[0{,}4 + \frac{2}{3}(4 + 0{,}5 - 0{,}4)\right]$	$u_2 = 31{,}06\ kN/m$

1. Stabilité au glissement

$F = \frac{C * S + (W - U)tg\varphi}{P}$	C : la cohésion du sol S = surface de glissement φ = Angle de frottement interne du sol

C (kN/m2)	S (m)	W-U	P	F avec (cohésion)	F (sans cohésion)
20	4	119,6	107	1,90	1,15

F/glissement = 1,15 et F/glissement = 1,90 ;

Dans les deux cas l'ouvrage est stable au glissement.

2. Stabilité au renversement

$F = \frac{\sum moments\ résistants}{\sum moments\ moteurs}$	$F = \frac{504{,}06}{225}$	$F = 2{,}24$

$$\sum moments\ moteurs = (104 * 1{,}64 + 36 * 1{,}48 + 3 * 0{,}33) = 225\ kN.m$$

F / renversement = 2,24 nous pouvons dire que notre déversoir est stable au renversement

3. La vérification de la stabilité interne

❖ Vérification de la règle du tiers centrale

$\frac{-b}{6} \leq e \leq \frac{b}{6}$	$-0{,}67 \leq e \leq 0{,}67$

$X_{Gouv} = \frac{\sum S_i X_{Gi}}{\sum S_i}$	$= \frac{0{,}2 \times 1{,}6 + 1{,}43 \times 7{,}2 + 0 \times 2}{1{,}6 + 7{,}2 + 2}$	$X_{Gouv} = 1{,}35$ m
$Y_{Gouv} = \frac{\sum S_i Y_{Gi}}{\sum S_i}$	$= \frac{4{,}5 \times 1{,}6 + 3{,}83 \times 7{,}2}{1{,}6 + 7{,}2}$	$Y_{Gouv} = 3{,}95$ m
$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{Pe}{W - U}\right)$	$= \tan^{-1}\left(\frac{106}{265{,}25}\right)$	$\beta = 0{,}57°$
$e = (X_{Gouv} + X) - \frac{b}{2}$	$= 1{,}35 + 1{,}24 - \frac{4}{2}$	$e = 0{,}59$ m

$X = 3{,}95 \times \tan 0{,}50 = 1{,}24$ m

$$-0{,}67 \leq e = 0{,}59 \leq 0{,}67$$

La règle du tiers central est vérifiée.

❖ Condition de non rupture

La non rupture est vérifiée si :

$\delta_{max} \leq \delta_{lim} = 0{,}3 f_{c28}$ Avec $\delta_{max} = \left(\frac{W-U}{b}\right) * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$

$\delta_{max} = \left(\frac{W - U}{b}\right) * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$	$\delta_{max} = \left(\frac{220 - 32}{4}\right) \times \left(1 + \frac{6 \times 0{,}59}{4}\right)$	$\delta_{max} = 149{,}90$ kPa
$\delta_{lim} = 0{,}3 f_{c28}$	$= 0{,}3 \times 20$	$\delta_{lim} = 6$ MPa

$$\boldsymbol{\delta_{max} = 0,150 \leq \delta_{lim} = 6}$$

La condition de non rupture est respectée

4. Stabilité au non poinçonnement

La contraint admissible du sol $q_{adm} = \frac{1}{2} * \gamma * N_\gamma + C * N_c + \gamma * D * N_q$

φ	N_c	N_q	N_γ	γ	C	δ_{max}
30°	30,14	18,40	22,40	20 kN	20	2 418,8 kN/m^2

$\sigma_{ref} = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$	$= \frac{220}{4}\left(1 + \frac{6 \times 0,59}{4}\right)$	$\delta_{ref} = 149,9 kN/m^2$

$$\delta_{ref} = 149,9 < 2\,418,8 = \delta_{max}$$

Nous pouvons conclure que la stabilité au non poinçonnement est vérifiée

Tableau 27 : récapitulatif de bilan des forces et moments du déversoir

Bilan des forces	Forces en kN		Bras de levier	Moments en kN.m	
	Horizontales	Verticales		Résistants	Moteurs
Poids de l'ouvrage					
W1		40	1,80	72	
W2		180	2,40	432	
Poussée hydrostatique					
Pe1	104		1,64		170,56
Pe2					
Pea	2		0,63	1,27	
Poussée des sédiments	3,00		0,33		2,5
Sous pression					
U1		36,00	1,48		53,28
U2					

Somme des forces Horizontales	**107**				
Somme des forces verticales		**184**			
Somme des Moments stabilisants				**505,27**	
Somme des Moments renversant					**225**

Annexe VI.3. Murs bajoyers

- **Stabilité du mur bajoyer**

Tableau 28: récapitulatif de bilan des forces et moments du mur

Efforts stabilisants			
Poids de la semelle P_s	$P_s = \gamma_b * S$ = 25*0,5*4	60	KN
Poids du voile P_v	$P_v = \gamma_b * S$ =25*6*(0 ,6+0,25) /2	63,75	KN
Poids du remblai	$P_R = 18 * 21,45$	386,1	KN
Charge variable	Q=q*c = 10*3,4	34	KN
Moments stabilisants			
Semelle	$P_s * d_s$= 60*2	120	kN.m
Voile	$P_v * d_v$= 63,75*0,3	19,12	kN.m
Terres	$P_R * d$ = 386,1 * 2,3	888,03	KN.m
Surcharge	$P_q * d$ = 21,78 * 2,3	50,09	KN.m

Effort renversants

Poussée des terres	$P_t = Ka * \gamma_R * H^2/2 = 0,33 * 18 * 6,6^2/2$	106,92 KN
Poids des surcharges	$P_q = Ka * H * q$ =0,33*6,6*10	21,78 KN
Bras de levier semelle	$d_s = \frac{b}{2} = \frac{4}{2}$	2 m
Bras de levier voile	$d_v = \frac{e_2}{2}$	0,3 m
Bras de levier des terres	$d_t = e_2 + \frac{C}{2}$	2,3 m
Moment renversant		
Moment des terres	Pt/3=106,92/3	35,64 $kN.m$
Moment de la surcharge	Pq/2 = 50,09/2	25,04 $kN.m$
Stabilité au renversement		
F_R= M(S/A)/M(R/A)	1105,35/273,24	4,04
Stabilité au glissement		
F_G = (Fv * tanφ)/Fh		2,78
Règle du tiers central $-\frac{\text{longueur semelle}}{6} < e < \frac{\text{longueur semelle}}{6}$		
moments par rapport à D	(M(/D))/N = (99,79)/547,35	0,18
Contrainte max		
δ_{max}	$\left(\frac{W}{b}\right)\left(1 + \frac{6e}{b}\right)$	39,40 KPa
δ_{lim}	$0,3f_{c28}$	6 MPa

$\delta_{max} = 39{,}4 < \delta_{lim} = 6$ donc $\delta_{max} < \delta_{lim}$; le mur est stable à la rupture.

$F_R = 4{,}04 > 1{,}5$; Cela signifie que le bajoyer est stable au renversement

$F_G = 2{,}78 > 1{,}2$; Donc le mur est stable au glissement.

La règle du tiers central est vérifiée

Toutes les conditions sont respectées nous concluons donc que le mur est stable.

Le plan de ferraillage du mur est donné ci-dessous

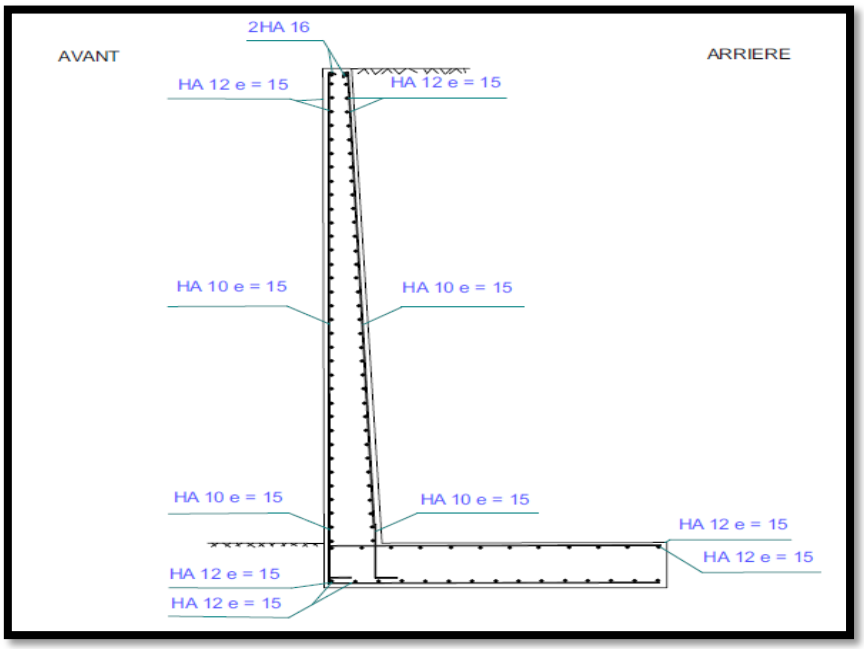


Figure 13: Plan de ferraillage

Annexe VI.4 : Dimensionnement du bassin de dissipation

Après la détermination du débit du projet nous allons dimensionner les blocs de chutes les blocs chicanes

Le débit du projet	La lame d'eau au-dessus du seuil déversant	La cote du seuil déversant	La hauteur du seuil déversant H_0
74,58 m3/s	h=0,6	312 m	4 m

❖ **Détermination de l'enfoncement D du bassin de dissipation**

On assimile le chenal situé immédiatement après le bassin de dissipation à un canal de BRESSE (canal de largeur infinie).

Le débit unitaire dans le chenal est $q = \frac{Q_0}{l}$ avec Q_0 le débit de crue et l, la largeur du bassin de dissipation.

$q = k_s \times I^{\frac{1}{2}} \times y_n^{\frac{5}{3}}$ $d'où\ y_n = (\frac{q}{k_s \times I^{(1/2)}})^{(3/5)}$	○ $Ks\ coefficient\ de\ rugosité\ ;\ Ks\ =\ 70$ ○ $I\ la\ pente\ moyenne\ du\ chenal\ ;\ I\ =\ 0{,}6\%$ ○ $Y_n\ la\ profondeur\ normal\ de\ l'eau\ dans\ le\ chenal$ ○ $l\ la\ largeur\ au\ plafond\ du\ chanal, l =\ 70\ m$

Grace aux travaux de GRESSILLION et LAHAYE, nous pouvons déterminer l'enfoncement D en fonction de la profondeur du lit aval y_n/H_0 et de la lame d'eau au-dessus du seuil h_0/H_0

Sur l'abaque (techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale page 128) on lit la valeur de D/H_0 qui me renseigne sur la valeur de l'encaissement D du bassin de dissipation.

$q(m^3/s/ml)$	$Y_n(m)$	y_n/H_0	h/H_0	D/H_0	$D(m)$
0,85	0,47	0,12	0,15	0,12	0,36

Nous retiendrons D =1 m.

❖ **Caractéristiques d'entrée du ressaut**

Le débit unitaire au-dessus du seuil	$q_0 = m * (2 * g)^{1/2} * h^{3/2}$ Avec m le coefficient de débit =0,4	$q_0 = 0{,}4 * (2 * 9{,}8)^{\frac{1}{2}} * 0{,}6^{\frac{3}{2}}$	$0{,}45\ m^3/s$
La vitesse au-dessus du seuil	$V_0 = \frac{q_0}{h_0}$	$\frac{0{,}45}{0{,}6}$	$0{,}75 m/s$
H_e La ligne d'eau	$H_e = h_0 + \frac{{V_0}^2}{2g}$	$0{,}6 + \frac{0{,}75^2}{2 * 9{,}8}$	$0{,}62\ m$
Z , La hauteur de chute	$Z = H_e + D + H_0$	$0{,}62 + 1 + 4$	$5{,}62\ m$
y_1 , La profondeur	$y1 = \frac{q_0}{\left(2 * g * (Z - y_1)\right)^{0{,}5}}$	Par itération	$Y_1 =\ 0{,}09$

de l'eau à l'entrée du bassin			
La vitesse à l'entrée du bassin	$v_1 = (2 * g * (0{,}9 * (h_0 + H_0 + D) - y_1))^{0{,}5}$ Avec $y1 = Q/(l * v_1)$		9,58 m/s
Le nombre de Froude	$F_{r1} = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}}$	$\frac{9{,}58}{\sqrt{9{,}8 * 0{,}09}}$	10,28
Caractéristiques à la sortie	$y_2 = \frac{y_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 * {F_{r1}}^2} - 1\right)$	$\frac{0{,}09}{2}\left(\sqrt{1 + 8 * 9{,}58^2} - 1\right)$	1,24 m
la vitesse a la sortie	$V_2 = \frac{q_0}{y_2}$	$\frac{0{,}45}{1{,}24}$	0,62 m/s

La condition pour que le ressaut reste dans le bassin de dissipation

$y_2 \leq y_n + D \longrightarrow 1{,}24 < 0{,}62 + 1$

Condition vérifié pour $D = 1\ m$

- **Choix du bassin de dissipation et ses caractéristiques**

$F_{r1} = 10{,}28 > 4{,}5$

Le ressaut se produit alors nettement. La mise en place des blocs et des déflecteurs permet de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Ici la vitesse ne dépasse pas 15m/s nous utiliserons le bassin de type II.

La largeur du bassin $\frac{L}{y_2} = 2{,}6\ d'ou\ L = 2{,}6 * 1{,}24 = 3{,}22\ m$

Nous retiendrons une valeur de 3,5 m

- **Les blocs de chutes**

y_1(m)	Largeur en base(m)	Largeur en crête (m)	Espacement (m)
0,15	0,15	0,15	0,15

- **Les blocs chicanes**

Hauteur $\frac{h_2}{y_1} = 1{,}75$	$h_2 = 1{,}75 * 0{,}09$	$= 0{,}15\ m$	$prenons$ 0,30 cm
Largeur en base $0{,}75 * h_2$	$= 0{,}75 * 0{,}40$	$= 0{,}30$	$prenons$ 0,30 cm

Largeur en crête $0{,}2 * h_2$	$= 0{,}2 * 0{,}25$	$= 0{,}08\ m$	$prenons\ 0{,}10\ m$
Espacement $0{,}75 * h_2$	$= 0{,}75 * 0{,}25$	$= 0{,}30$	$prenons\ \ 0{,}25\ m$
Distance bloc de chute-bloc chicane $0{,}8 * y_2$	$= 0{,}8 * 1{,}24$	$= 0{,}99$	$prenons\ 1\ m$
Base du bloc de chute	$0{,}10 + 0{,}40$	$= 0{,}50\ m$	

- **Seuil terminal**

Hauteur $\frac{h_4}{y_1} = 1{,}4\ d'ou\ h_4 = 0{,}12$; $la\ valeur\ retenue\ sera\ 0{,}20\ \ m$

La dénivelée h4 entre le seuil terminal et les enrochements du chenal est alors de 30 et une pente de 1/2.

ANNEXE VI.5 : Le chenal d'évacuation

La formule de Manning Strickler a été utilisée pour la détermination du tirant d'eau dans le chenal.

$$\frac{Q}{\sqrt{I} * k_s} = \frac{y_n(b + my_n)^{5/3}}{\left(b + 2y\sqrt{1 + m^2}\right)^{2/3}}$$

Avec :

$Q(\mathrm{m}^3/\mathrm{s})$	k_s	$b(m)$	m	I
65	30	65	0,48	0,1%

Apres une série de simulation $y_o = \mathbf{0,70\ m}$

Annexe VI.5 Ouvrages de Prise et de Vidange

Désignation	**Unité**	**Valeurs**
Détermination de la longueur (L) de la conduite		
Largeur en crête de la digue : $\mathbf{L_c}$	m	4
Fruit du talus amont	H/V	2

Fruit du talus aval	H/V	2
Cote du terrain naturel : Z_{TN}	m	308
Cote crête de la digue : $Z_{crète}$	m	313,1
Côte au plan d'eau normale : Z_{PEN}	m	312
Largeur en base de la digue : $Lb = L_c + (m_1+m_2)*(Z_{crête} - ZTN)$	m	24,4
Longueur des bassins amont et aval : d	m	3,5
Longueur de la conduite : **$L = L_b + d$**	m	28
Détermination du diamètre de la conduite : D		
Il doit permettre de satisfaire les besoins et ne pas générer de fortes pertes de charges.		
Débit spécifique du mois de pointe : **Qs = Qmaxe /L**	l/s/ha	2,32
Surface totale irriguée par saison : **S**	ha	3
Débit de pointe délivré par la conduite : **$Q = C*S*(2gH)^{0,5}$**	m^3/s	0,35
	l/s	350
Cote PEN	m	312
Coefficient de contraction		0,6
Charge de l'eau sur la conduite : H	m	3,5
Vitesse maximale : V_{max} =	m/s	8,28
Diamètre de la conduite : D	m	0,3
Débit maximum : Q_{max}	l/s	350
Détermination du temps de vidange		
Côte au PEN	m	312
Surface au PEN	m^2	400 916
Cote de l'ouvrage de Vidange	m	310
Section de la conduite	m^2	0,07
Pesanteur	m/s^2	9,81
Charge d'eau	m	4
Supposons une vidange totale du barrage		
Temps de Vidange $T = \left(\frac{S}{s}\right)^2 * \sqrt{\frac{2}{g}} * \left(\sqrt{h0} - \sqrt{h}\right)$	s	110592
Temps de Vidange	jr	1,28
Nous considérons un temps de vidange de 2 jours		

VII Devis estimatif et quantitatif

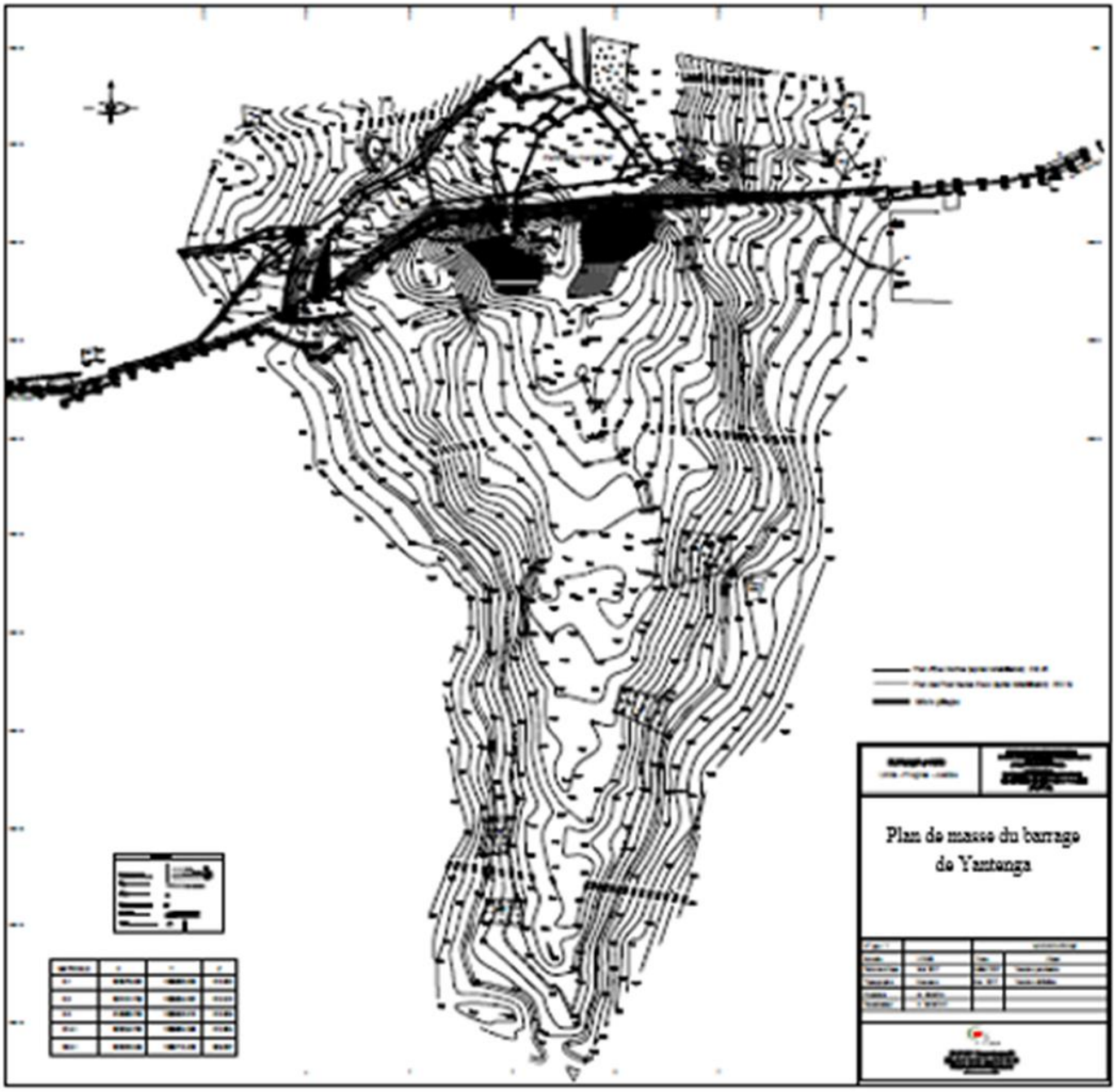
Tableau 29: Devis estimatif et quantitatif

N° Prix	**Désignation**	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
I	**INSTALLATIONS GENERALES DE CHANTIER**				
I.1	Amenée et repli du matériel	Ff	1	5 000 000	5 000 000
I.2	Installation et Implantation du chantier	Ff	1	10 000 000	3 000 000
I.3	mise en œuvre du plan de gestion environnementale et sociale		1	20 000 000	20 000 000
	TOTAL INSTALLATION				28 000 000
II	**DIGUE**				
II.2	Débroussaillage et nettoyage	Ha	15	45 000	675 000
II.3	Décapage de l'emprise, épaisseur max. 30 cm	m2	15957,6	400	6 383 040
II.4	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m3	16960	3 000	50 881 133
II.5	Déblai manuel pour muret de crête, mur parapet, butée et drain de pied	m3	1020	3 500	3 570 000
II.6	Remblai argileux compacté à l'OPN pour tranchée d'ancrage	m3	16960	4 500	76 321 699
II.7	Remblai argileux compacté à l'OPN pour corps de digue	m3	41838	4 000	167 351 831
II.8	filtre horizontal	m3	1502	4 500	6 759 000
II.9	Couche de pose talus amont et aval	m3	985	4 500	4 432 500
II.10	perré sec talus amont et aval	m3	2402	5 000	12 010 000
II.11	Perré maçonné sur 5m sur le talus amont	m3	884	27500	24 299 000
II.12	enrochement butée de pied amont et drain de pied	m3	420	5000	2 100 000
II.13	béton cyclopéen pour muret de crête	m3	147	50 000	7 363 375
II.14	Béton cyclopéen à pour mur parapet	m3	147	50 000	7 363 375
II.15	Revêtement latéritique compacte sur crête	m3	471,256	25 000	11 781 400
II.16	Echelle limnimétrique	Ml	4	80 000	320 000
	TOTAL DIGUE				381 611 353
III	**EVACUATEUR DE CRUE: DEVERSOIR ET BASSIN DE DISSIPATION**				
III.1	Débroussaillage et décapage pour déversoir et bassin de dissipation sur de 50 m à l'aval	m2	15	45 000	675000
III.2	Déblai aux engins pour bassin de dissipation et chenal	m3	390	3 000	1 170 000
III.3	Mise en œuvre du déversoir poids en béton cyclopéen dosé à 350 kg/m3	m3	93,6	90 000	8 424 000
III.4	Joints bitumineux	Ml	84	10 000	840 000
III.5	Joints water stop	Ml	16	45 000	720 000
III.6	Barbacanes en PVC (diamètre 50 mm)	Ml	64	5 000	320 000
III.8	Bétonnage du bassin de dissipation en béton cyclopéen dosé à 250	m3	39	75 000	2 925 000

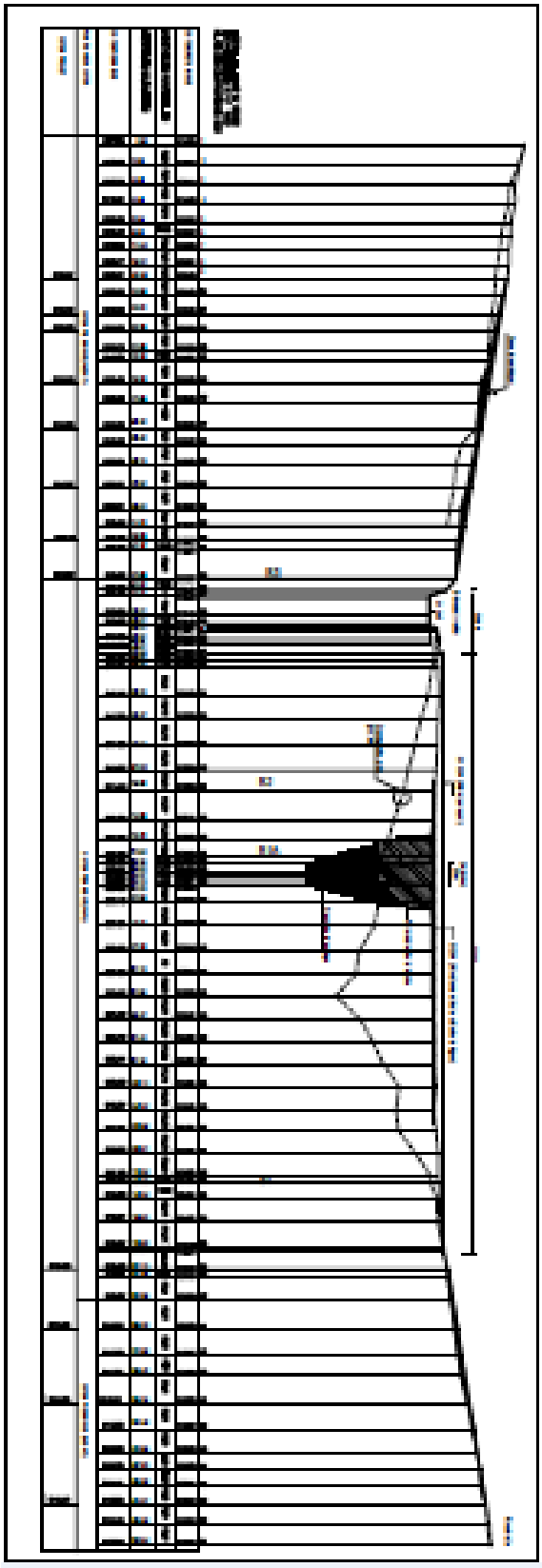
	kg/m3				
III.9	Protection du chenal	m3	50	8 000	400 000
	TOTAL EVACUATEUR DE CRUE				15 474 000
IV	**MURS BAJOYERS**				
IV.1	Mur trapézoïdale	m3	82,1	150 000	12 309 375
IV.2	Talon	m3	174,4	150 000	26 156 250
IV.3	Jonction	m3	26,2	150 000	3 923 438
IV.4	Bèche	m3	17,4	150 000	2 615 625
	TOTAL MUR BAJOYER	m3			45 004 688
V	**DIGUETTE DE PROTECTION**				
V.1	Décapage de l'emprise des diguettes de protection, épaisseur 30 cm	m3	120	400	48 000
V.2	Déblai aux engins	m3	160	3 000	480 000
V.3	Remblai argileux pour diguettes de protection	m3	510	6 000	3 060 000
V.4	Couche de pose sur les talus amont et aval	m3	10	3 500	35000
V.5	Perré sec sur talus aval des deux diguettes	m3	30	4 000	120 000
V.6	Perré maçonné sur talus amont des deux diguettes	m3	30	20 500	615 000
V.7	Déblai à la main pour butée et drain de pied aval des deux diguettes	m3	8	3 500	28 000
V.8	Enrochement à la main pour butée et drain de pied des deux diguettes	m3	20	10 000	200 000
V.9	Couche de couronnement latéritique des diguettes de protection	m3	60	7 000	420 000
	TOTAL DIGUETTE DE PROTECTION	m3			5 006 000
VI	**OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE**				
VI.1	Déblai manuel	m3	56	3 500	196 000
VI.2	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m3	10,2	145 000	1 479 000
VI.3	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m3	2	50 000	100 000
VI.4	Perré maçonné de protection entre talus amont et bac amont (ép. 0.25 m)	m3	6	37 500	225 000
VI.5	Conduite en acier Ø 300	Ml	28	300 000	8 400 000
VI.6	Crépine Ø 300	U	1	150 000	150 000
VI.7	Robinet vanne Ø 300 et accessoires	U	1	4 000 000	4 000 000
VI.8	Grille de protection	U	2	150 000	300 000
	TOTAL OUVRAGE DE PRISE				14 850 000
	TOTAL HORS TAXE				**489 946 040**
	DIVERS ET IMPREVUS (5%)				**24 497 302**
	TOTAL GENERAL HTVA				**514 443 342**

Annexe VIII Plans

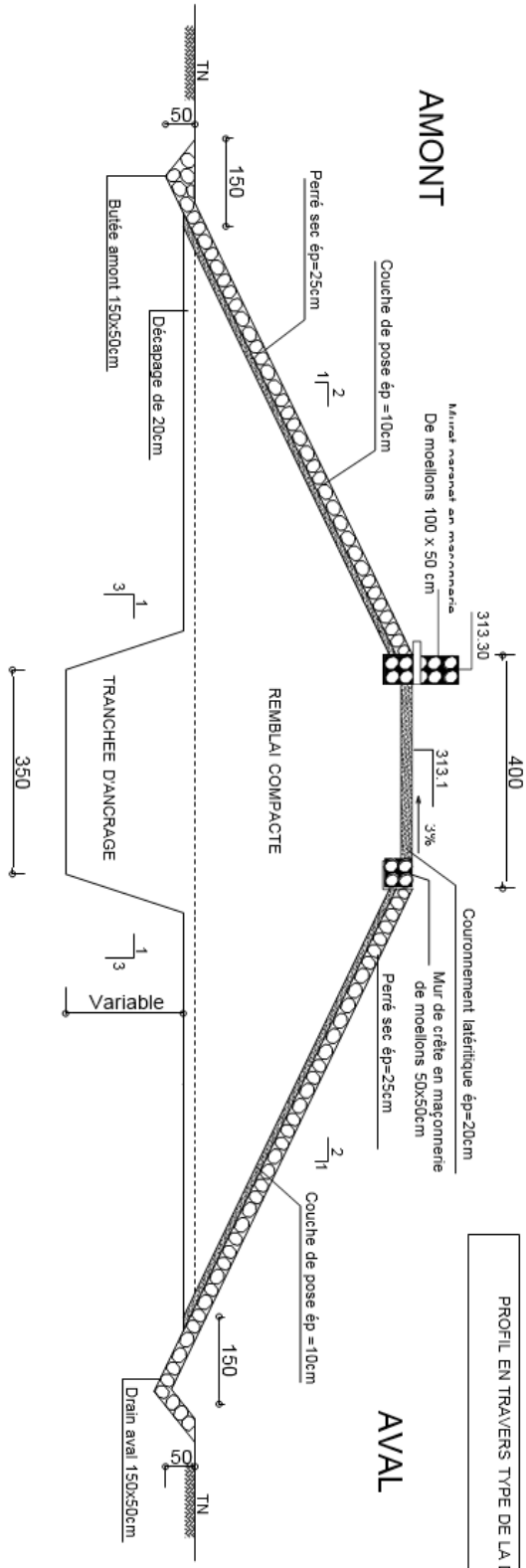
Annexe VIII.1 Plan de masse de la retenue



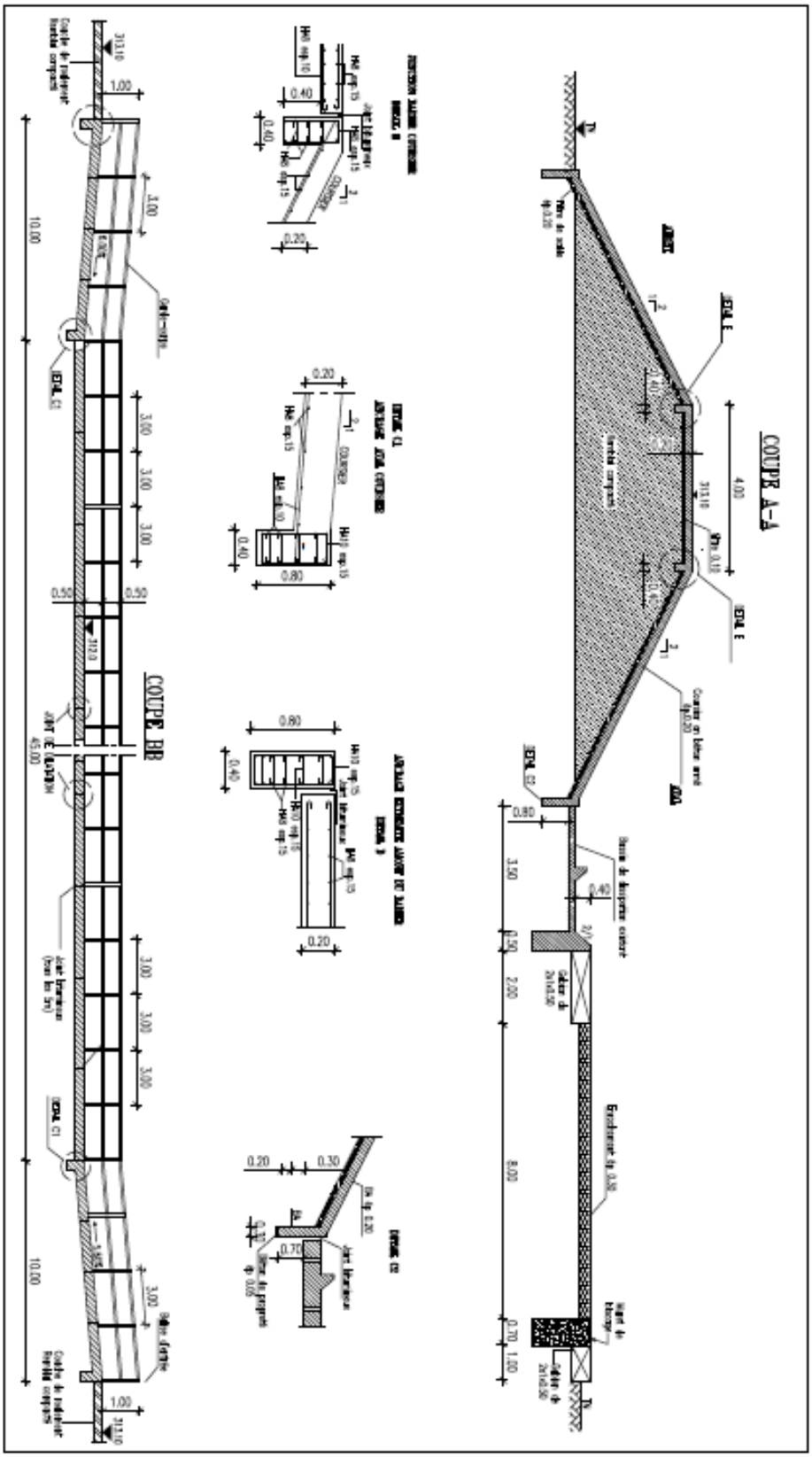
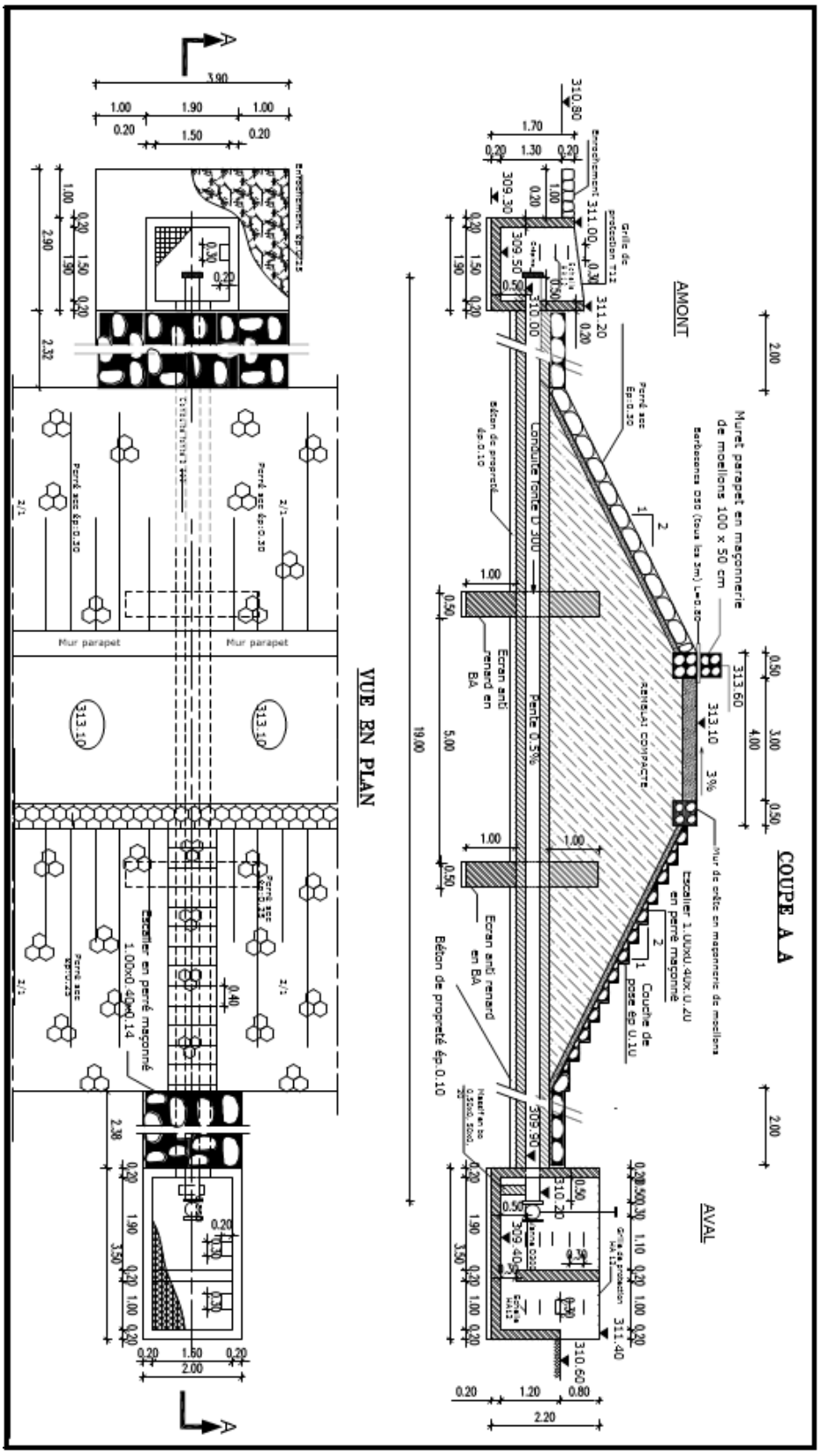
Annexe VIII.2 Profil en long de la digue du barrage



Annexe VIII.3 Profil en travers type de la digue du barrage



Annexe VIII.4 Plan de coupe du déversoir



Annexe VIII.5 ouvrage de prise et de vidange