



De l'EIER ETSHER à 2iE,
50 ans au service de l'Afrique



Agence d'Exécution des
Travaux Eau et Equipement
Rural

930, angle de la rue Zuug Siiga et
de la rue ZAD, Secteur 30
01 BP 6643 Ouhadougou 01
Tél. : 50-37-83-44/45

Etudes techniques pour la reconstruction du barrage de Loto dans la Commune de Diébougou (Burkina Faso).

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER EN GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

SPECIALITE : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le 09 Juillet 2019 par :

Salifo BANGRE (20100985)

Directeur de Mémoire : Moussa LO, Enseignant au Département Génie Civil et Hydraulique, 2iE

Maître de Stage : Roland KONATE, Chef de Service des Etudes et de l'Exécution des barrages à
l'Agence d'Exécution des Travaux Eaux et Equipement Rural (AGETEER)

Jury de soutenance :

Président du jury : Pr. Mahamadou KOITA

Examineurs : Dr. Boureima KOUANDA

M. Césaire HEMA

Promotion [2018/2019]

DEDICACE

Ce présent mémoire de fin d'étude est dédié à :

- ❖ Mon père BANGRE Lallédaogo Ousmane pour toutes ses années d'efforts et de sacrifices ;
- ❖ Ma mère SORGHO Zeïta pour son soutien, ses prières, ses conseils et son attention particulière pour la réussite de tous ses enfants ;
- ❖ Ma Grande sœur BANGRE Abibèta pour les énormes sacrifices consentis et conseils à mon égard.

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont à l'endroit de tous ceux qui ont contribué au bon déroulement de ma formation. Il s'agit particulièrement :

- ❖ Monsieur LO Moussa, Enseignant au Département Génie Civil et Hydraulique (GCH), mon Directeur de mémoire 2iE, pour son assistance, sa disponibilité et tous les conseils prodigués tout au long de ce présent mémoire ;
- ❖ Monsieur Ousmane NACRO, Directeur Général de l'Agence d'Exécution des Travaux Eau et Equipement Rural (AGETEER), pour m'avoir donné l'opportunité d'effectuer mon stage de fin cycle dans sa structure ;
- ❖ Monsieur Mathieu KABORE, Directeur Technique de l'AGETEER, pour avoir mis à ma disposition les éléments nécessaires dans la conduite de ce présent mémoire ;
- ❖ Monsieur Roland KONATE Chef de Service des Etudes et de l'Exécution des barrages mon maître de stage pour ses suivis et directives pour la consistance de ce mémoire ;
- ❖ Monsieur Marius SANON, Directeur Général de la Générale de l'Ingénierie pour le Développement, pour sa disponibilité, ses conseils et surtout pour son aide dans le cadre des recherches documentaires ;
- ❖ Tous nos amis et promotionnaires de 2iE ;
- ❖ Tout le corps professoral de 2iE en particulier ceux qui ont contribué à notre formation ;
- ❖ L'ensemble du personnel de l'AGETEER, pour l'accueil et le soutien témoigné à mon égard ;
- ❖ Tous ceux qui de près ou de loin, ont œuvré pour l'aboutissement de ce travail et de notre formation, veuillez recevoir notre profonde gratitude.

RESUME

Le présent document traite des études techniques pour la reconstruction du barrage à vocation agro-pastorale de Loto. Situé dans la Province de la Bougouriba, Région du Sud-Ouest (Burkina Faso), ce barrage présente un bassin versant de 6,38 km². Construit en 1994, le barrage a cédé en septembre 1996 et n'a connu aucune réhabilitation jusqu'à nos jours. Il ressort de l'étude diagnostique que, à l'exception de l'évacuateur de crues qui ne présente pas de pathologies, les autres ouvrages du barrage (digue, ouvrage de prise d'eau) ne sont pas en bon état. Le diagnostic a permis d'évaluer les pathologies observées et par conséquent définir leurs causes. Au vu de l'importance des dégradations observées sur les ouvrages majeurs du barrage et de la volonté d'augmenter le volume de la retenue, le déplacement de l'axe du barrage vers l'aval, sur une distance d'environ 100 m, a été recommandé lors des Etudes d'Avant-Projet Sommaire (APS).

Ainsi, les études menées, dans le cadre de ce mémoire, ont conduit à une conception et dimensionnement des ouvrages du barrage (digue, évacuateur de crues et ouvrage de prise d'eau). Le déversoir de type poids présente une hauteur maximale de 6,00 m, une longueur de 95 m avec un débit à évacuer estimé à 147,54 m³/s.

A l'aval du déversoir, un bassin de dissipation à ressaut de type II USBR, d'une longueur de 5,50 m y sera construit. La capacité de la retenue est évaluée à 501 289 m³. La digue en terre homogène argileuse présente une largeur en crête de 4,50 m, une hauteur maximale de 7,10 m et une pente des talus amont et aval de 2H/1V. Une prise d'eau, de diamètre DN 300 en fonte permet d'assurer les vocations (irrigation et pastoral) assignées au barrage.

Le coût de reconstruction du barrage est estimé à un milliard deux cent vingt-six millions deux cent quinze mille neuf cent vingt-deux francs (1 226 215 922 F) CFA TTC.

Mots-clés :

- 1. Diagnostic**
- 2. Digue argileuse**
- 3. Etude technique**
- 4. Loto**
- 5. Reconstruction**

ABSTRACT

This document deals with technical studies for the reconstruction of the Loto's agro-pastoral dam. Located in the province of Bougouriba, South West Region (Burkina Faso), this dam has a watershed of 6.38 km². Built in 1994, the dam broke down in September 1996 and hasn't had any rehabilitation until today. It appears from the diagnosis study that, except the spillway which doesn't present pathologies, the other structures of the dam (dike, water intake structure) are not in good condition. The diagnosis allowed us to evaluate the observed pathologies and consequently to define their causes. In view of the importance of the pathologies on the major structures of the dam and the desire to increase the capacity of the reservoir, the displacement of the axis of the dam downstream, over a distance of about 100 m, was recommended during the preliminary design studies (PDS).

Thus, the studies carried out, as part of this brief, led to a design and dimensioning of the dam structures (dike, spillway and water intake structure). The gravity spillway has a maximum height of 6.00 m, a length of 95 m with an evacuation flow estimated at 147.54 m³ / s.

Downstream of the spillway, a type II USBR breakwater plenum with a length of 5.50 m will be constructed. The capacity of the reservoir is estimated at 501 289 m³. The homogeneous argillaceous earth dam has a crest width of 4.50 m, a maximum height of 7.10 m and a slope of upstream and downstream slopes of 2H / 1V. A water intake, diameter DN 300 cast iron ensures vocations (irrigation and pastoral) assigned to the dam.

The cost of reconstruction of the dam is estimated at one billion two hundred and twenty-six million two hundred and fifteen thousand nine hundred and twenty-two francs (1,226,215,922 F) CFA including tax.

Keywords :

- 1. Clay dike**
- 2. Diagnosis**
- 3. Loto**
- 4. Reconstruction**
- 5. Technical study**

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AEM	: Agence de l'Eau du Mouhoun
AGETEER	: Agence d'Exécution des Travaux d'Eau et de l'Equipement Rural
APD	: Avant-Projet Détaillé
APS	: Avant-Projet Sommaire
BB	: Besoins Brutes
BN	: Besoins Nets
CAFI-B	: Compagnie Africaine d'Ingénierie -Burkina
CEDAR	: Cellule Diocésaine des Aménagements Ruraux
CIEH	: Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
CIGB	: Comité International de Grands Barrages
CINTECH Ingénieurs	: Cabinet d'Ingénieurs Conseils
D_d	: Densité de drainage
DGIH	: Direction Général des Infrastructures Hydrauliques
DPEA	: Direction Provinciale de l'Eau et de l'Assainissement
DREA	: Direction Régionale de l'Eau et de l'Assainissement
D_s	: Dénivelé Spécifique
EIER	: Ecole Inter-Etats d'Ingénieur de l'Equipement Rural
ETM	: Evapotranspiration Maximale
ETP	: Evapotranspiration Potentielle
GID	: Générale de l'Ingénierie pour le Développement
GPS	: Global Positioning System
Gradex	: Gradient Exponentiel
IC	: Intervalle de Confiance
I_g	: Indice global de pente
I_{gcorr}	: Indice global de pente corrigé
I_{moy}	: Pente moyenne
IT	: Pente transversale
K_c	: Coefficient cultural
K_G	: Coefficient de GRAVELUS ou Indice de compacité

MEA	: Ministère de l'Eau et de l'Assainissement
ONBHA	: Office National des Barrages et des Aménagements Hydro- Agricoles
ORSTOM	: Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
P_e	: Pluie efficace
PPD	: Programme Populaire de Développement
RI	: Relativement Imperméable
SARL	: Société Anonyme à Responsabilité Limitée
SDAGE	: Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux
TDR	: Termes de Références
TN	: Terrain Naturel
USA	: United States of America

TABLE DES MATIERES

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	v
LISTE DES TABLEAUX	3
LISTE DES FIGURES	4
FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE LOTO	5
I. INTRODUCTION	7
I.1. Contexte	7
I.2. Justification	7
II. OBJECTIFS DES ETUDES	8
II.1. Objectif global	8
II.2. Objectifs spécifiques	8
III. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D’ACCEUIL ET DE LA ZONE D’ETUDE	8
III.1. Présentation de la structure d’accueil	8
III.1.1. Forme - Dénomination – Objet	8
III.1.2. Domaines de compétences	9
III.1.3. Organigramme de l’AGETEER	9
III.2. Présentation de la zone d’étude	10
III.2.1. Localisation et accessibilité du site d’étude	10
III.2.2. Climat et végétation.....	11
III.2.3. Sols, géologie, relief et hydrographie.....	12
IV. MATERIELS ET METHODES	14
IV.1. Matériels	14
IV.2. Méthodes	15
IV.2.1. Méthodologie générale.....	15
IV.2.2. Méthodes	16
IV.2.2.1. Etudes pluviométriques.....	16
IV.2.2.2. Caractéristiques du bassin versant	17
IV.2.2.3. Prédétermination des crues	20
IV.2.2.4. Laminage de crue.....	23
IV.2.2.5. Détermination des apports liquides.....	24
IV.2.2.6. Conception et dimensionnement du barrage.....	25
IV.2.2.6.1. Etude de la retenue	25
IV.2.2.6.2. Etude technique du barrage	28

V. RESULTATS ET DISCUSSIONS	34
V.1. Etude diagnostique du barrage	34
V.1.1. Historique du barrage	34
V.1.2. Etat des lieux du barrage	35
V.1.3. Causes de la dégradation des ouvrages du barrage	37
V.1.4. Justification de l'option de reconstruction du barrage	37
V.2. Actualisation des études de base.....	38
V.2.1. Synthèse des études socio-économiques	38
V.2.2. Synthèse des études topographiques – Etude de la cuvette.....	39
V.2.3. Synthèse des études géotechniques	41
V.2.4. Etudes hydrologiques	42
V.2.4.1. Choix de la station référence et analyse des pluies	42
V.2.4.2. Caractéristiques du bassin versant	46
V.2.4.3. Prédétermination des crues	47
V.2.4.4. Détermination des apports liquides.....	50
V.2.5. Besoins en eau et pertes – Courbe d'exploitation de la retenue	51
V.2.5.1. Besoins en eau du cheptel de Loto et villages environnants.....	51
V.2.5.2. Besoins en eau pour l'aménagement de dix (10) hectares (ha).....	51
V.2.5.3. Evaluation des pertes par infiltration et évaporation.....	52
V.2.5.4. Evaluation des pertes par dépôts solides	53
V.2.5.5. Courbe d'exploitation de la retenue	53
V.3. Etudes techniques détaillées des ouvrages du barrage.....	54
V.3.1. L'évacuateur de crues.....	54
V.3.1.1. Le déversoir du barrage.....	54
V.3.1.2. Le chenal d'évacuation	55
V.3.1.3. Le bassin de dissipation à ressaut.....	55
V.3.1.4. Les murs bajoyers	55
V.3.2. La Digue	57
V.3.3. Les ouvrages annexes (prise d'eau et de vidange)	57
V.4. Détermination des crues de securite et de rupture	58
V.4.1. Détermination de crue de sécurité	58
V.4.2. Détermination de crue de rupture	58
V.5. Synthèse de la Notice d'Impact Environnemental et Social	58
V.6. Devis quantitatif et estimatif de reconstruction du barrage.....	59
VI. CONCLUSION	59
VII. RECOMMANDATIONS.....	59
VIII. BIBLIOGRAPHIE	60
IX. ANNEXES	61

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Liste des matériels et logiciels utilisés	14
Tableau 2: Fruit indicatif des talus des barrages stables	29
Tableau 3: Diagnostic du barrage de Loto	35
Tableau 4: causes probables des dégradations des ouvrages du barrage de Loto.....	37
Tableau 5: Estimation du cheptel de la zone de projet en 2018.....	39
Tableau 6: Coordonnées des bornes parallélépipède de la polygonale.....	39
Tableau 7: Données des courbes Hauteur-Surface et Hauteur-Volume	40
Tableau 8: Description des pluies annuelles et maximales journalières	42
Tableau 9: Résultats de l'ajustement des pluies annuelles par la loi de GAUSS	44
Tableau 10: Résultats de l'ajustement des pluies maximales journalières par la loi de GUMBEL ...	45
Tableau 11: Caractéristiques du bassin versant du barrage de Loto	46
Tableau 12: Paramètres de calcul de la crue décennale	47
Tableau 13: Crues décennale selon les méthodes ORSTOM et CIEH	48
Tableau 14: Crue centennale selon les méthodes ORSTOM et CIEH.....	48
Tableau 15: Comparaison des crues de projet à la réalisation et à l'actualisation	49
Tableau 16: Données de l'hydrogramme de crue schématique	49
Tableau 17: Apport liquides.....	50
Tableau 18: Besoins en eau du cheptel de la zone d'étude	51
Tableau 19: Caractéristiques agro-physiologiques des cultures	51
Tableau 20: Calendrier cultural des cultures.....	52
Tableau 21: Estimation des pertes par évaporation et par infiltration	52
Tableau 22: Evaluation des dépôts solides	53
Tableau 23: Résumé besoins et pertes pour le tracé de la courbe d'exploitation de la retenue.....	53
Tableau 24: Eléments de prédimensionnement du mur de soutènement	56
Tableau 25: Résultats de calcul de la crue de sécurité	58

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de l'AGETEER	9
Figure 2 : Carte de localisation du barrage de Loto	10
Figure 3: Courbe Hauteur - Surface	40
Figure 4: Courbe Hauteur-Volume	41
Figure 5: Courbes pluies annuelles et moyennes mobiles en fonction des années	43
Figure 6: Courbe d'ajustement des pluies annuelles de la station de Gaoua	44
Figure 7: Courbe d'ajustement des pluies journalières maximales de la station de Gaoua	45
Figure 8: Carte de délimitation du bassin versant du barrage de Loto	47
Figure 9: Hydrogramme de crue schématique	49
Figure 10: Schématisation du déversoir avec les actions agissant sur après études de stabilité.....	55
Figure 11: coupe en travers type d'un mur de soutènement.....	56

FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE LOTO

DESIGNATION	CARACTERISTIQUES	
	AVANT REHABILITATION	APRES REHABILITATION
I. DONNEES GENERALES		
I.1. LOCALISATION		
Village	Loto	
Commune	Diébougou	
Province	Bougouriba	
Région	Sud-Ouest	
Latitude	10° 57' 17,00" N	
Longitude	03° 17' 03,40" O	
Distance de Diébougou	5 km	
Distance de Ouagadougou	321 km	
I.2. BASSIN VERSANT		
Superficie	7 km ²	6,38 km ²
Périmètre	-	14,50 km
I.3. PLUVIOMETRIE		
Pluie moyenne annuelle (Pan)	1055,00 mm	1061,62 mm
Pluie décennale humide	1595,00 mm	1268,59 mm
Pluie décennale sèche	-	854,65 mm
Pluie journalière décennale humide (P10)	110,00 mm	100,90 mm
Pluie journalière centennale humide (P100)	-	142,00 mm
I.4. DEBIT DE CRUE CARACTERISTIQUES		
Débit de crue décennale	-	226,66 et 72,23 m ³ /s
Débit de crue centennale (crue de projet)	66 m ³	228,645 m ³ /s
I.5. APPORTS LIQUIDES		
Apport d'eau annuel en année moyenne	-	503 021,72 m ³
Apport d'eau annuel en année décennale sèche	-	188 632, 27 m ³
Apport d'eau annuel en année décennale humide	950 000,00 m ³	942 916,00 m ³
II. CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DU BARRAGE		
II.1. DIGUE		
Type	Terre homogène	Terre homogène (argileux)
Longueur	185 m	195 m
Cote crête	294,75 m	296,60 m
Largeur crête	3,50 m	4,50 m
Hauteur	Variable (5 m valeur max)	Variable (7,10 m valeur max)
Pente talus amont	2H/1V	2H/1V
Pente talus aval	2H/1V	2H/1V
II.2. DEVERSOIR		
Type	Muret en béton ordinaire	Poids
Forme	Rectangulaire	Trapézoïdale
Position	Latérale rive gauche	Centrale
Longueur	60 m	95 m

Cote de calage	294,25 m	295,00 m
Largeur crête	30 cm	1,00 m
Hauteur	45 cm	Variable (6 m valeur max)
II.3. OUVRAGE DE PRISE		
Nombre	1	1
Type	Vanne aval	Vanne aval
Position	Rive droite	Rive droite
Caractéristique de la conduite	PVC	Fonte
Diamètre de la conduite	250 mm	300 mm
II.4. CAPACITE DE LA RETENUE		
Volume du barrage	263 000 m ³	501 289,50 m ³
Superficie du plan d'eau	16 ha	25,05 ha

I. INTRODUCTION

I.1. CONTEXTE

Le Burkina Faso, pays sahélien et enclavé au cœur de l'Afrique de l'Ouest, est soumis à une pluviométrie généralement faible et mal répartie dans le temps et dans l'espace. Ce qui fait que l'eau est une ressource importante et rare. Pour pallier cette rareté, une campagne de mobilisation de la ressource eau a été initiée à travers la construction de barrages depuis les années 1970. Malheureusement un bon nombre de ces ouvrages connaissent diverses dégradations du fait de manque d'entretien ou suite au passage de fortes crues et n'arrivent plus à faire face à de nombreux défis liés à la croissance démographique, à l'urbanisation et aux changements climatiques qui demandent une disponibilité suffisante de la ressource en eau en quantité et qualité.

Au regard de l'importance accordée à l'eau, le gouvernement du Burkina Faso, avec l'appui de ses partenaires au développement a entrepris la réhabilitation/reconstruction de la plupart des barrages sinistrés (présentant des pathologies, rompus ou bien en phase de rupture). Ces opérations ayant pour but de sécuriser ces ouvrages et d'accroître les capacités de mobilisation des ressources en eau afin de pallier aux problèmes récurrents d'eau qui limitent les efforts de lutte contre la pauvreté et pour la sécurité alimentaire.

C'est dans ce cadre que le Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA) à travers le Maître d'ouvrage délégué l'Agence d'Exécution des Travaux Eau et Equipement Rural (AGETEER), conformément à la politique nationale du gouvernement, a entrepris les études de réhabilitation /reconstruction de plusieurs barrages dans les différentes régions du Burkina Faso. Le barrage de Loto, dans la commune de Diébougou, province de la Bougouriba, région du Sud-Ouest fait partie des sites retenus.

I.2. JUSTIFICATION

Le choix du barrage de Loto se justifie par le triple intérêt qu'offre la reconstruction dudit barrage. Il s'agit notamment :

- sur le plan agricole, de développer à l'aval des cultures irriguées sur une superficie d'environ dix (10) hectares en riziculture et en maraichage ;
- sur le plan pastoral, le barrage servira à alimenter le cheptel des localités de Loto et ses environs confrontées au problème de manque d'un point d'eau proche et permanent ainsi que les animaux en transhumance saisonnière ;
- sur le plan humain, la reconstruction du barrage permettra de résoudre l'épineux problème d'accès à l'eau si on adhère à l'hypothèse que le barrage réalimentera la nappe souterraine et la population pourra réaliser des puits dans les environs du barrage pour s'alimenter en eau.

II. OBJECTIFS DES ETUDES

II.1. OBJECTIF GLOBAL

L'objectif global est de réaliser les études d'Avant-Projet Détaillé (APD) pour la reconstruction du barrage de Loto, dans la commune de Diébougou, province de la Bougouriba, région du Sud-Ouest.

II.2. OBJECTIFS SPECIFIQUES

Les objectifs spécifiques sont :

- ❖ faire l'état des lieux (diagnostic) du barrage ;
- ❖ actualiser les études de base relatives au barrage (Etudes hydrologiques) ;
- ❖ concevoir et dimensionner les ouvrages du barrage ;
- ❖ réaliser les plans d'exécution des ouvrages du barrage ;
- ❖ faire la synthèse de la notice d'impact environnemental et social de la reconstruction du barrage ;
- ❖ établir un devis quantitatif et estimatif prévisionnel des travaux de reconstruction du barrage ;

III. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

III.1. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

III.1.1. FORME - DENOMINATION – OBJET

La structure d'accueil est la Direction Générale de l'Agence d'Exécution des Travaux Eau et Equipement Rural (AGETEER). Elle est créée le 17 février 2009 par décret n° 2009-046/PRES/PM/MEF/MAHRH/MCPEA par l'Etat burkinabè, "associé unique", une société d'Etat avec Conseil d'Administration, régie par les dispositions de l'Acte Uniforme relatif au Droit des Sociétés Commerciales et du groupement d'intérêt économique du 17 avril 1997 (ci-après désigné par les termes « l'Acte Uniforme »), par la loi n° 025 – 99 / AN du 16 novembre 1999 portant réglementation général des Sociétés à capitaux publics ainsi que par les présents statuts.

L'AGETEER est sous la tutelle technique du ministère de l'eau et de l'Assainissement (MEA) et son statut est régi par un décret du 15 avril 2009. Elle a pour objet d'exécuter des travaux, à titre de Maître d'ouvrage délégué pour le compte et au nom de l'Etat et de ses démembrements, des collectivités territoriales, des associations et de tout organisme de droit public ou privé, des projets et programmes.

III.1.2. DOMAINES DE COMPETENCES

Les principaux domaines de l'AGETEER sont :

- les infrastructures d'hydraulique et l'aménagement de l'espace rural notamment les aménagements hydro agricoles, barrages et petites retenues, puits et forages, alevinière ;
- les équipements et constructions rurales ;
- le développement local ;
- et plus généralement, l'exécution de tous travaux, de toutes opérations commerciales ou industrielles, mobilières ou immobilières, financières, civiles, se rattachant directement ou indirectement à l'objet social ou à tous objets similaires ou connexes susceptibles de favoriser le développement de la Société.

III.1.3. ORGANIGRAMME DE L'AGETEER

La figure 1 donne l'organigramme de l'Agence d'Exécution des Travaux Eau et Equipment Rural (AGETEER).

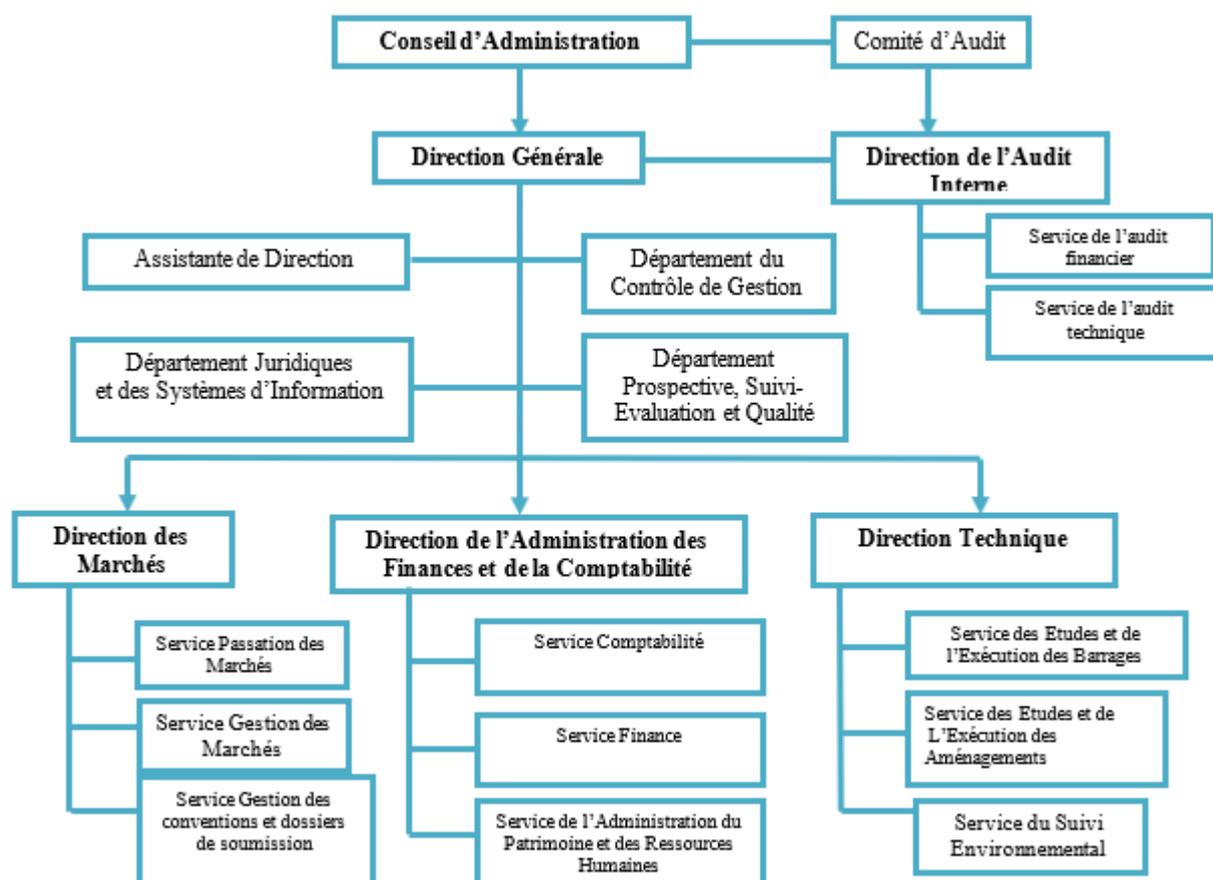


Figure 1: Organigramme de l'AGETEER

III.2. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

III.2.1. LOCALISATION ET ACCESSIBILITE DU SITE D'ETUDE

Le site d'étude est situé dans la commune urbaine de Diébougou. Cette commune située dans la région du Sud-Ouest fait partie des vingt-huit (28) communes que compte la région. Diébougou chef-lieu de la province de la Bougouriba est située à environ soixante-dix-sept (77) kilomètres de Gaoua, la capitale de la région du Sud-Ouest par la route nationale N°12. Le site du barrage peut être localisé par les coordonnées géographiques suivantes :

- **Latitude :** 10° 57' 17.00" N
- **Longitude :** 03° 17' 03.40" O
- **Point de référence :** Fin du déversoir en rive gauche

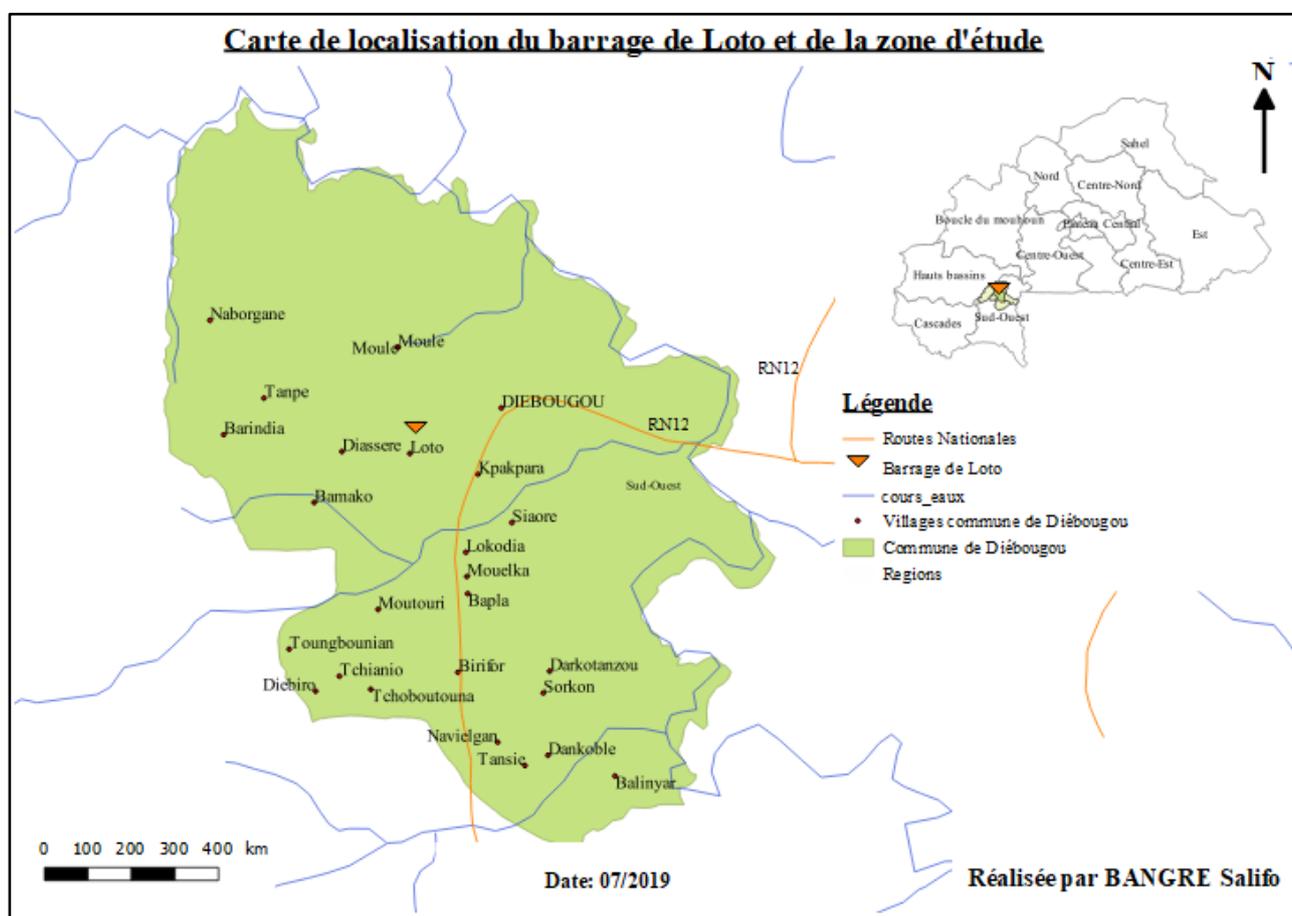


Figure 2 : Carte de localisation du barrage de Loto

L'accès au site peut se faire à partir de Ouagadougou par la route nationale n°1 jusqu'à Pâ sur 220 km ; puis la route nationale n°12 de Pâ à Diébougou sur 94 km. De Diébougou on parcourt cinq kilomètres (05 km) sur la route nationale n°27 pour se rendre à Loto. De Loto on prend une déviation par la piste de Moule pour se rendre sur le site du barrage après un parcours d'un kilomètre et demi (1,50 km). La distance totale Ouagadougou – Loto est d'environ trois cent-vingt-un (321) kilomètres.

III.2.2. CLIMAT ET VEGETATION

Le climat de la commune de Diébougou est de type sud-soudanien marqué par l'alternance de deux saisons bien distinctes : une saison pluvieuse, de Mai ou Juin à Octobre, caractérisée par la mousson et une saison sèche, de Novembre à Avril ou Mai, caractérisée par l'harmattan (**Notice communale de Diébougou, Septembre 2017**). La pluviométrie moyenne annuelle, entre 1961 et 2016 de 1061,62 mm est supérieure à 900 mm. La zone à l'image du pays, est caractérisée par une pluviométrie très capricieuse avec des précipitations irrégulières dans le temps et dans l'espace. Au cours des cinquante dernières années, on a observé une baisse de la pluviométrie annuelle dans les années 1970 et 1980 et une tendance à la hausse au cours des deux dernières décennies. Au cours de l'année, 80% de la pluie tombe entre mai et septembre, le maximum mensuel se situant en août.

La température moyenne dans la zone d'étude est de 27,7° C avec un minima de 21,5°C et un maxima de 34°C (**Direction de la météorologie**). En ce qui concerne l'humidité relative, elle est de 59%. La vitesse moyenne du vent est de 5,17 km/h (**CLIMWAT 2.0 for CROPWAT**). L'évapotranspiration potentielle moyenne annuelle est de 1745 mm et l'évaporation moyenne annuelle mesurée avec le dispositif de Bac de Classe A est de 2296 mm (**Direction de la météorologie**). La radiation moyenne journalière est de 19,2 MJ/m² et la durée moyenne d'ensoleillement est de 7,1 heures (**CLIMWAT 2.0 for CROPWAT**).

La zone d'étude se situant dans la zone soudanienne, la végétation est constituée par :

- une arboriculture comme les manguiers, les agrumes, les anacardiens, etc. ;
- la culture cotonnière, de l'igname et des céréales (sorgho, mil et maïs) ;
- une savane arborée à arbustive et boisée (**SDAGE de l'AEM, Juillet 2014**). Il s'agit notamment :
 - ✓ la savane boisée où on rencontre plusieurs essences telles que *Parkia Biglobosa*, *Peleopsis suberosa*, *Vitellaria paradoxa*, *terminalia avicinioides* ;
 - ✓ la savane arborée qui renferme presque les mêmes espèces que la savane boisée, sauf que la strate varie entre 5 et 12 m de haut ;
 - ✓ la forêt claire avec une strate qui se situe entre 10 et 15 m. Elle renferme des essences telles que *Azalia Africain*, *Danielia Oliveri*, *Chlorofolia exelsa*, *Kaya Senegalensis*, *Accacia seyal* ;
 - ✓ la forêt galerie : elle s'étend le long des principaux cours d'eau qui parcourent la région. Elle a une strate de 15 à 20 m de haut. Les espèces rencontrées sont : *Antiaris Africain*, *Berlinia grandifolia* ;

- ✓ le tapis graminéen : il est dense et sa taille varie entre 10 cm et 3 m de haut. Les espèces présentes dans la région sont très variées, mais on peut citer entre autres, *Andropogon gayanus*, *Andropogon Shirensis*, *Pseudipicus pedicellatum*.
- sur le site de projet, la végétation est de type arboré avec une grande représentativité d'espèces hydrophiles comme *Dichrostahys glomérata*, *Piliostigma reticulatum*, *Ficus gnaphalocarpa*, *Mitragyna inermis*, *Anogeissus leiocarpus* et *Diospyros mespiliformis*.

III.2.3. SOLS, GEOLOGIE, RELIEF ET HYDROGRAPHIE

Les sols couramment rencontrés dans la commune de Diébougou sont de deux types :

- les sols hydromorphes qui sont compacts et à faible perméabilité. Ils sont exploités pour la culture du riz, du sorgho et du maraichage ;
- les sols ferrugineux tropicaux peu lessivés et lessivés avec trois sous-groupes que sont :
 - les sols sablo-argileux avec une valeur agronomique assez bonne pour la culture du maïs, du mil, de l'arachide et du niébé ;
 - les sols argilo-sableux sur lesquels sont cultivés le sorgho et le mil ;
 - les sols gravillonnaires exploités pour la culture du mil, du niébé, du voandzou et de l'arachide (**Notice communale de Diébougou, Septembre 2017**).

La zone d'étude est située sur le socle précambrien dont les aquifères, discontinus, sont de faible productivité, surtout dans les formations volcanosédimentaires riches en minerais. Les formations géologiques les plus rencontrées dans la zone d'étude sont :

- ✓ Granite porphyroïde à biotite ;
- ✓ Basalte à affinité tholéatique et amphibolite ;
- ✓ Granodiorite, tonalite et diorite quartzifère parfois rubanées et fobées ;
- ✓ Granite à biotite et souvent amphi bote ;
- ✓ Gabbro et diorite ;
- ✓ Ultrabas ite ;
- ✓ Leuco granite ;
- ✓ Granite alcalin (**SDAGE de l'AEM, Juillet 2014**).

Le relief de la région est particulièrement accidenté avec des collines érodées parfois sur de grandes étendues. Entre les collines se trouvent des vallées alluvionnaires avec de bonnes aptitudes agronomiques.

Le réseau hydrographique de la commune reste fortement dominé par la Bougouriba, un affluent du Mouhoun. Son rôle socio-économique dans le développement de la région lui a valu le privilège de donner son nom à la province dont Diébougou est le chef-lieu. A ce cours d'eau principal, s'ajoutent de nombreux cours d'eau temporaires et des plans d'eau pour offrir à la commune un potentiel

d'aménagements hydro-agricoles non négligeable (**Notice communale de Diébougou, Septembre 2017**).

Le barrage est réalisé sur un cours d'eau, affluent de la Bougouriba, appelé **Gbantaro**. C'est un cours d'eau qui quitte Tchédja, traverse le terroir villageois de Loto et va vers Bapla qui abrite un important barrage routier.

IV. MATERIELS ET METHODES

IV.1. MATERIELS

Pour le bon déroulement de cette présente étude, les matériels suivants sont utilisés :

Tableau 1: Liste des matériels et logiciels utilisés

N°	Désignation	Nombre	Utilisation
1	GPS	01	Prise des coordonnées sur le site
2	Un ruban (5 m)	01	Mesure des détails des ouvrages existants
2	Chaine (50 m)	01	Mesure des détails des ouvrages existants
3	Appareil photos	01	Prise de vue aux fins de diagnostic
4	Ordinateur	01	Traitement des données
5	Logiciels: - Microsoft Office - CROPWAT 8.0 - CLIMWAT 2.0 for CROPWAT - QGIS Desktop 2.18.13 - Global Mapper 17 (64-bit) - Google Earth - CYPE 2014 (Français) - COVADIS - AutoCad 2016 -Français - HyfranPlus - Geoslope	11	- Collecte et traitement des données - Réalisation des pièces graphiques

IV.2. METHODES

IV.2.1. METHODOLOGIE GENERALE

Pour mener à bien les présentes études, la méthodologie suivante est adoptée :

- **Etape 1 : Choix du thème - Elaboration et validation des termes de référence (TDR)**

Cette partie a consisté à choisir un thème à traiter pendant la durée du stage en vue de produire le mémoire de fin de cycle. Après une (01) semaine de prise de contact avec la structure d'accueil, le choix s'est porté sur les études techniques pour la reconstruction du barrage de Loto. A la suite, les termes de références ont été élaborés et soumis au maitre de stage et à l'encadreur interne 2iE pour validation

- **Etape 2 : Collecte et traitement des données**

Une fois les termes de références validés, nous avons procédé à la collecte et au traitement des données. Cette partie a consisté à :

- ✦ se rendre sur le site du barrage afin d'obtenir des informations sur son état actuel ;
- ✦ échanger avec les services techniques tels que la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH), les Directions Régionale/Provinciale de l'Eau et de l'Assainissement (DREA/DPEA), les Bureaux d'Etude afin d'obtenir des informations sur l'historique du barrage, sur les études à la réalisation, sur l'exécution des travaux de construction, sur les études après réalisation ;
- ✦ collecter des informations indispensables à l'étude telles que les informations climatiques de la zone d'étude et l'étude d'Avant-Projet Sommaire ;
- ✦ faire des recherches documentaires complémentaire dans les centres de documentation et sur l'internet.
- ✦ une fois les données collectées, nous avons procédé à leur traitement pour les rendre exploitables pour la suite des études.

- **Etape 3 : Etudes techniques d'Avant-Projet Détaillées de reconstruction du barrage**

Une fois les données acquises et traitées, nous avons procédé aux études techniques d'avant-projet détaillé (APD) de la reconstruction du barrage de Loto ainsi qu'il suit :

- ✓ étude diagnostique du barrage de Loto ;
- ✓ actualisation des études de base (Etudes hydrologiques) ;
- ✓ conception, dimensionnement et calage des ouvrages ;
- ✓ synthèse de la Notice d'Impact Environnemental et Social ;
- ✓ élaboration du devis quantitatif et estimatif des ouvrages à reconstruire ;
- ✓ élaboration des pièces graphiques.

IV.2.2. METHODES

IV.2.2.1. ETUDES PLUVIOMETRIQUES

Les variables pluviométriques (pluies annuelles et pluies maximales journalières) recueillies à partir de la station de Gaoua ont été analysées avec le tableur Excel et le logiciel HyfranPlus. Les méthodes ci-dessous ont été utilisées pour l'analyse des pluies.

❖ Méthode de la moyenne mobile

Cette méthode est utilisée pour le contrôle de la pluviométrie annuelle recueillie à partir d'une seule station afin de s'assurer que la série de données ne présente pas d'anomalie. La moyenne mobile est calculée par la formule suivante :

$$M_i = \frac{1}{2n + 1} \sum_{j=i-n}^{i+n} X_j$$

n : Période de retour impair ;

X_j : Pluies annuelles ;

2n+1 : Nombres d'années à considérer pour la moyenne mobile.

❖ Loi normale ou la loi de GAUSS

La série des données pluviométriques annuelles ont été ajustées avec la loi normal ou GAUSS sur un échantillon de 56 valeurs valident de 1961 à 2016. Sa fonction de répartition est la suivante :

$$F(x) = \text{Prob}\{X \leq x\} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2u^2}} du$$

$u = \frac{x-\bar{x}}{S}$: Variable réduite de GAUSS ;

\bar{x} : Moyenne de l'échantillon ;

S = Ecart-type de l'échantillon

Les quantiles sont calculés par la formule suivante :

$$X_p = \bar{x} + u_p * S$$

u_p est lu en fonction de la valeur de fréquence au non-dépassement.

❖ Loi de GUMBEL (Méthode des moments)

La série des données pluviométriques maximales journalières ont été ajustées avec la loi GUMBEL sur un échantillon de 67 valeurs valident de 1950 à 2016. Sa fonction de répartition est la suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-a*(x-x_0)}}$$

$u = a * (x - x_0) = -\ln(-\ln(F(x)))$: Variable réduite.

x_0 : Paramètre de position,

a : Paramètre d'échelle

$$\frac{1}{a} = 0,780 * \sigma \text{ et } X_0 = \bar{x} - \frac{0,577}{a}$$

\bar{x} : Moyenne de l'échantillon,

σ : Ecart-type de l'échantillon.

Les quantiles sont calculés par la formule suivante :

$$X_p = \frac{U_p}{a} + X_0$$

IV.2.2.2. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

La détermination des caractéristiques morphologiques du bassin versant (Surface et Périmètre) alimentant le barrage de Loto a été réalisée à partir des modèles numériques de terrain. Les logiciels Google Earth Pro et Global Mapper V17 et Qgis V2.18 sont utilisés. Ainsi, à partir des formules empiriques (FAO 54, 1996) suivantes, nous avons calculé les caractéristiques ci-dessous du bassin versant :

❖ Coefficient de GRAVELUS

Appelé également coefficient de forme, il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie et il s'exprime comme suit :

$$K_G = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : Périmètre du bassin versant en km ;

S : Superficie du bassin versant en km².

Si K_G est proche de 1, le bassin a une forme circulaire. Et pour $K_G \gg 1$ le bassin est allongé.

❖ Longueur du rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent permet de comparer facilement des bassins versants entre eux. Le rectangle équivalent est un rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant. Sa longueur en km est donnée par la formule suivante :

$$L \text{ (km)} = \frac{K_G \times \sqrt{S}}{1,128} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_G} \right)^2} \right]$$

K_G : Coefficient de GRAVELUS ;

S : Superficie du bassin versant en km².

❖ Pente moyenne

La formule de calcul de la pente moyenne est la suivante :

$$I_{\text{moy}}(\text{m/km}) = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}}$$

ΔH : Dénivelé entre le point le plus haut et le point le plus bas ;

S : Superficie du bassin versant en km^2 .

❖ Indice global des pentes

L'indice global de pente caractérise le relief du bassin versant. Il est défini par la formule :

$$I_g(\text{m/km}) = \frac{\text{Alt}_{5\%} - \text{Alt}_{95\%}}{L}$$

L : Longueur du rectangle équivalent exprimé en km ;

$\text{Alt}_{5\%}$ (m): Altitude correspondant à 5% de la superficie du bassin versant lu sur la courbe hypsométrique ;

$\text{Alt}_{95\%}$ (m) : Altitude correspondant à 95% de la superficie du bassin versant lu sur la courbe hypsométrique.

La courbe hypsométrique représente le pourcentage de la superficie S du bassin versant située au-dessus d'une altitude donnée H , en fonction de cette même altitude. Ces altitudes et surfaces sont extraits de Global Mapper et traité avec Excel afin de ressortir la courbe.

Lorsque les pentes transversales sont peu différentes de I_g (différence de moins de 20%), ce dernier représente assez bien la pente du bassin. Dans le cas contraire, on calcule un indice de pente global corrigé $I_{g\text{corr}}$ défini par la formule :

$$I_{g\text{corr}} = \frac{(n - 1) * I_g + IT}{n}$$

Où n est un coefficient fonction de la longueur du rectangle équivalent avec :

$n = 2$ pour $L < 5$ km ;

$n = 3$ pour $5 \text{ km} < L < 25$ km ;

$n = 4$ pour $25 \text{ km} < L < 50$ km ;

$n = 5$ pour $50 \text{ km} < L$.

IT est déterminée en faisant la moyenne de 04 à 06 pentes transversales calculées en prenant la ligne de plus grande pente des versants. Il est exprimé en m/km.

❖ Densité de drainage

La densité de drainage est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant.

$$D_d(\text{km}/\text{km}^2) = \frac{\sum l_i}{S}$$

$\sum l_i$: Longueur totale du réseau hydrographique du bassin versant en km ;

S : Superficie du bassin versant en km².

❖ Dénivelé spécifique

C'est le produit de l'indice de pente global (I_g) par la racine carrée de la superficie du bassin (S). Elle s'exprime en mètre et est calculé par la formule suivante :

$$D_s(\text{m}) = I_{g\text{corr}} \times \sqrt{S}$$

I_{gcorr} : Indice global des pentes corrigé en m/km ;

S : Superficie du bassin versant en km².

On peut distinguer différentes classes de relief en fonction de D_s :

Relief faible : D_s < 50 m ;

Relief modéré : 50 m < D_s < 100 m ;

Relief fort : 100 m < D_s.

❖ Classe de bassin versant en fonction de la pente

L'ORSTOM (actuellement IRD : Institut de Recherche pour le Développement) a défini 6 classes de bassins versants en fonction de la pente longitudinale moyenne :

R1 : pentes extrêmement faibles, < 0.2% ;

R2 : pentes faibles, < 0.5% ;

R3 : pentes modérées entre 0.5% et 1% ;

R4 : pentes assez fortes, pentes longitudinales entre 1% et 2%, et pentes transversales supérieures à 2% ;

R5 : pentes fortes, pentes longitudinales entre 2% et 5%, et pentes transversales entre 8% et 20% ;

R6 : pentes très fortes, pentes longitudinales supérieures à 5%, et pentes transversales supérieures à 20%. La longueur du rectangle équivalent étant généralement proche de celle du plus long cours d'eau, I_{gcorr} reste voisin de la pente longitudinale. Nous allons donc utiliser I_{gcorr} pour la classification du bassin versant.

❖ **Classe d'infiltrabilité des sols**

C'est l'aptitude d'un sol à l'infiltration. La classification qualitative adoptée par Rodier comprenant six classes (l'indice placé entre parenthèses correspond à l'ancienne nomenclature utilisée par Rodier et Auvray, 1965) ; **TI (P1)** : bassin rigoureusement imperméable ; Un bassin naturel particulièrement imperméable P1, qui se situe à la frontière des classes 1 et TI ; **I (P2)** : bassin imperméable ; **RI (P3)** : bassin relativement imperméable ; **P (P4)** : bassin perméable ; **TP** : bassin très perméable.

IV.2.2.3. PREDETERMINATION DES CRUES

La détermination des débits de crue décennale se fera par la méthode déterministe de l'ORSTOM, et celle statistique de CIEH. Nous appliquerons également la méthode de détermination du débit centennale par la méthode de Gradex.

❖ **Pluies journalière décennale P_{10} et journalière centennale P_{100}**

Les pluies décennale P_{10} et centennale P_{100} sont assimilées aux pluies journalières de même fréquence. Elles sont déterminées à partir d'ajustements statistiques effectués sur les observations pluviométriques de la station de Gaoua.

❖ **Coefficient d'abattement A**

La pluie moyenne décennale sur le bassin versant P_{m10} , est obtenue en multipliant la hauteur de précipitation journalière décennale P_{10} par le coefficient d'abattement A, déterminée par l'équation simplifiée de G. VILLAUME en 1974 :

$$A = 1 - 0,001 \times (9 \times \log_{10}(T) - 0,042 \times P_{an} + 152) \times \log_{10}(S)$$

T : Période de retour décennale = 10 ans ;

S : Surface du bassin versant en km^2 ;

P_{an} : Pluie moyenne annuelle en mm.

❖ **Temps de base T_{b10}**

Le temps de base est le temps compris entre le début et la fin du ruissellement rapide. En région tropical sèche, le temps de base est donné par : $T_b = a S^{0,36} + b$, les coefficients a et b sont des paramètres fonction de l'indice global pente, de la perméabilité et de la zone d'appartenance climatique du bassin versant. Pour déterminer la valeur de T_b dans notre cas, nous allons interpoler entre les valeurs de I_{gcor} encadrant l'indice de pente notre bassin versant. Sa valeur est ensuite corrigée selon la **check-list 2a**.

❖ **Temps de monté T_{m10}**

Le temps de monté T_m est le temps qui s'écoule entre le début du ruissellement et le maximum de la crue. Dans la zone tropicale sèche, en toute première approximation et en l'absence de particularités

physiographiques, on peut considérer que le temps de montée représente le tiers du temps de base :

$$T_{m10} = 0,33 * T_{b10}.$$

❖ Coefficient de ruissellement décennal K_{r10}

L'estimation du coefficient de ruissellement K_{r10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs K_{r70} et K_{r100} . Ces valeurs sont déterminées à partir de formules suivantes :

$$K_{r70} \text{ ou } K_{r100} = \frac{a}{s+b} + c.$$

❖ Coefficient de pointe décennal α_{10}

Le coefficient de pointe, rapport du débit maximum ruisselé Q_{r10} au débit moyen ruisselé Q_{mr10} est défini par la relation : $\alpha_{10} = \frac{Q_{r10}}{Q_{mr10}}$.

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

❖ Méthode de ORSTOM révisée 1993

Dans la méthode, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation:

$$Q_{r10} = \left(A \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times \frac{S}{T_{b10}} \right) \times 16,7$$

$$Q_{10} = 1,05 \times Q_{r10}$$

A : Coefficient de G. VILLAUME

K_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal en décimal déterminé par extrapolation linéaire entre K_{r70} (P_{10} : 70 mm) et K_{r100} (P_{10} : 100 mm) ;

S : Surface du bassin versant en km^2 ;

P_{10} : Pluie maximale journalière décennale en mm ;

T_{b10} : Temps de base décennal en min ;

1,05 : Coefficient de majoration en zone tropicale sèche ;

α_{10} : Coefficient de pointe pris égal à 2,60.

❖ Méthode CIEH dite PUECH et CHABI-GONNI

En 1983, PUECH et CHABI-GONNI ont proposé une méthode statistique, connue depuis sous le nom de méthode CIEH et basée sur 162 bassins versants dont l'origine vient essentiellement du recueil de Oubreuil (1972) sur les bassins expérimentaux. La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de pointe décennal Q_{10} est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a \times S^b \times I_{gcorr}^c \times K_{r10}^d \times P_{an}^e \times \dots$$

a, b, c, d et e des coefficients d'ajustement déterminés par régressions multiples ;

S : Surface du bassin versant en km² ;

Pan : Pluie annuelle moyenne en mm ;

Ig_{corr} : Indice global de pente corrigé en m/km ;

Kr₁₀ : Coefficient de ruissellement décennal en % ayant servi dans la méthode de ORSTOM.

❖ **Méthode du Gradex de GUILLOT et DUBAND adaptée par GRESILLON, HERTER et LAHAYE**

Cette méthode permet l'estimation de la crue centennale en multipliant les crues décennales par un coefficient majorateur donné par la formule suivante :

$$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_{b10}}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}}$$

Kr₁₀ : Coefficient de ruissellement décennal en décimal déterminé par extrapolation linéaire entre Kr₇₀ (P₁₀ : 70 mm) et Kr₁₀₀ (P₁₀ : 100 mm) ;

P₁₀ : Pluie maximale journalière décennale en mm ;

P₁₀₀ : Pluie maximale journalière centennale en mm ;

T_{b10} : Temps de base décennal en heure (h).

❖ **Hydrogramme de la crue de projet**

C'est un graphique de variation du débit en fonction du temps durant une crue. Il sera constitué de trois tronçons linéaires construit avec les temps de base et de montée déterminé à l'aide des abaques de l'ORSTOM. Le changement de pente de la décrue s'effectue à un débit Q_d dit débit de discontinuité et dont la valeur est fixée par la relation :

$$Q_d = \frac{2 * Q_p * (T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10})}{\alpha_{10} * (T_{b10} - 2 * T_{m10})}$$

T_{b10} : Temps de base décennal en min ;

α₁₀ : Coefficient de pointe pris égal à 2,60 ;

T_{m10} : Temps de monté en min ;

Q_p : Crue de projet retenue en m³/s.

❖ **Méthode de Gradex approchée**

La méthode de Grades approchée est utilisée pour l'estimation de la crue de sécurité. Cette méthode consiste à :

- déterminer la droite d'ajustement des lames d'eau ruisselées donnée par la formule :

$$L_r(T) = L_0 + s * u(T)$$

s : Inverse du paramètre d'échelle dans la loi de GUMBEL ci-dessus,

$u(T)$: Variable de GUMBEL fonction de la période de retour

L_0 : Constante

- calculer le volume d'eau ruisselé par la formule qui suit :

$$V_r(T)(m^3) = 10 * L_r(T)(mm) * S_{bv}(ha)$$

- Avec le temps de base estimé on calcule :

$$Q_{moy}(T)(m^3/s) = \frac{V_r(T)(m^3)}{T_b(s)} \text{ et } K_p = \frac{Q_{100}}{Q_{moy100}}$$

❖ Formule de CIGB : Crue de rupture

Selon le Comité International de Grands Barrages (CIGB), la crue de rupture d'un barrage peut calculée par la formule suivante :

$$Q_{rupt} = 2 * l * (a + 0,20)^{1,5} + 0,15 * L$$

L : Longueur de la digue sans le déversoir en m ;

l : Longueur du déversoir en m ;

a : Revanche totale (charge au-dessus du déversoir + revanche libre) en m.

IV.2.2.4. LAMINAGE DE CRUE

Le laminage de crue consiste à optimiser la longueur déversante du déversoir sans augmenter le risque de submersion du barrage. Deux méthodes ont été utilisées pour le calcul de l'effet de laminage. Il s'agit :

❖ Equation de continuité : Abaques

On se fixe la charge au-dessus du déversoir et on calcule les termes suivants :

$$\frac{A * Z_e}{Q_c * T_m} \text{ et } \frac{Z_e}{a}$$

A l'aide d'un abaque, on lit le rapport $\frac{Q_e}{Q_c}$

T_m : Temps de montée en second ;

A : Surface du plan d'eau à la cote de déversement en m^2 ;

a : Hauteur au-dessus du seuil tel qu'à cette hauteur la surface du plan d'eau passe à $2 A$ en m ;

Q_c : Crue de projet en m^3/s ;

Z_e : Charge fixée au-dessus du déversoir en m.

❖ **Méthode EIET-CIEH ou méthode du Coefficient « X₀ »**

C'est une méthode itérative de détermination de la longueur d'un déversoir en fonctionnement dénoyé.

$$Q_c = m \times L \times \sqrt{2 \times g \times h^3}$$

$$L_n = \frac{\beta_n \times Q_c}{m \times \sqrt{2 \times g \times h^3}}$$

$$X_{0,n} = \frac{m^2 \times g \times L_n^2 \times \beta_n \times Q_c \times T_m^3}{S^3} . \text{ Et après on calcule } \log_{10}(X_{0,n})$$

$$\beta_n = \frac{Q_e}{Q_c} : \text{ Lu sur un abaque en fonction de } \log_{10}(X_{0,n}) ;$$

m : Coefficient de débit pris égal à 0,492 pour un déversoir de profil de type craeger ;

T_m : Temps de montée en second ;

Q_c : Crue de projet en m³/s ;

Q_e : Débit à évacuer en m³/s ;

h : Charge fixée au-dessus du déversoir en m ;

S : Surface du plan d'eau à la cote de déversement en m² ;

g : Accélération de la pesanteur pris égal à 9,81 m/s².

IV.2.2.5. DETERMINATION DES APPORTS LIQUIDES

Il est important de connaître les apports liquides annuels qui vont permettre de dimensionner des réservoirs adaptés aux caractéristiques hydrologiques du bassin versant. Compte tenu de l'absence des données hydrométriques d'une part et de la situation géographique (zone tropicale sèche) d'autre part, du site d'étude, la formule de TURC est utilisée pour estimer le déficit d'écoulement D et par ailleurs le coefficient d'écoulement K_e :

$$D = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{L^2}}} \text{ et } K_e = \frac{P - D}{P}$$

$$L = 300 + 25 \times T + 0,05 \times T^3 ;$$

D : Déficit d'écoulement en mm ;

P : Quantiles calculés en fonction de la période de retour en mm ;

T : Température moyenne annuelle de la zone d'étude en °C ;

K_e : Coefficient d'écoulement.

Par la suite on évalue les apports liquides par la formule :

$$V_{\text{liquide}} = 10 \times K_e \times P \text{ (mm)} \times S_{\text{bv}} \text{ (ha)}$$

S_{bv} : Superficie du bassin versant en hectare (ha)

IV.2.2.6. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

IV.2.2.6.1. ETUDE DE LA RETENUE

❖ Courbe Hauteur – Volume – Surface

A partir des données topographiques du site, en se basant sur les cartes et courbes de niveaux, la courbe hauteur-surface est dressée sur la base de la planimétrie des différentes courbes de niveau de la cuvette et la courbe hauteur-volume dérive du cumul des volumes partiels compris entre deux courbes de niveau successives. Le volume partiel est obtenu par la relation suivante :

$$V_i = \frac{(S_{i-1} + S_i) \times \Delta h}{2}$$

V_i : Volume du d'eau en m³ entre les courbes de niveau i-1 et i ;

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe i (m²) ;

S_{i-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe i-1 (m²) ;

Δh : Dénivelée entre deux courbes de niveau i et i-1 (m).

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

❖ Evaluation des besoins pour l'irrigation

L'agriculture constitue l'une des principales activités économiques de la zone du projet. Elle est pratiquée en saison sèche et pluvieuse. Nous évaluerons les besoins en eaux pour une superficie de 10 ha qui sera aménagée en aval du barrage de Loto. Cette évaluation se fera pour la saison sèche en fonction de la culture la plus contraignante parmi celles qu'ils cultivent. Les besoins bruts seront estimés partir des paramètres suivants :

✓ Coefficients culturels mensuels

Ces coefficients sont déterminés en fonction du nombre de jours et du stade de croissance de la plante obtenus dans le bulletin 33 de la FAO. La formule est la suivante :

$$K_{\text{mois}} = \frac{K_{ci} * N_i + K_{cj} * N_j}{N}$$

K_{ci} : Coefficient culturel pour la phase i ;

K_{cj} : Coefficient culturel pour la phase j ;

N_i : Nombre de jour dans la phase i pour le mois considéré ;

N_j : Nombre de jour dans la phase j pour le mois considéré ;

N : Nombre total du jour du mois (somme de N_i et N_j).

✓ **Besoins nets de la culture**

Les besoins en eau nets de chaque culture sont déterminés par la formule suivante :

$$\mathbf{BN = K_c * ETP - P_e}$$

ETM = $K_c * ETP$ est l'évapotranspiration maximale ;

K_c : Coefficient cultural, caractéristique de la culture et de son stade de développement végétatif, est calculé par moyenne pondérale pour chaque mois ;

ETP : Evapotranspiration Potentielle moyenne mensuelle en mm donnée par la météorologie ;

P_e : Pluviométrie efficace en mm calculée comme suit : Si $P < 20 \text{ mm} \Rightarrow P_e = P$ et Si $P > 20 \text{ mm} \Rightarrow$

$P_e = 0,8 \times P$ (**Source : CROPWAT**) ;

P : Pluie moyenne mensuelle en mm.

✓ **Besoins Brutes (BB) des cultures**

Ils représentent le besoin global évalué en tête de périmètre en tenant compte de toutes les pertes liées au mode d'irrigation et l'utilisation de l'eau au niveau des parcelles. Ils s'évaluent par la formule suivante :

$$\mathbf{BB = \frac{BN}{\eta_G}}$$

η_G : Rendement global pris égal à 70%

❖ **Besoin en eau du Cheptel de Loto et villages environnants**

Sur la base de l'évaluation du cheptel (Asins, Bovins, Equins et petits ruminants) de la zone de projet et en fonction de la consommation journalière de chaque catégorie d'animaux recensés, on procède à l'évaluation des besoins en eau du cheptel du village de Loto et des villages environnants.

❖ **Evaluation des pertes par évaporation sur la retenue**

Les pertes par évaporation sur la retenue sont évaluées par la Formule de **Bernard POUYAUD de ORSTOM** :

$$\mathbf{E_{retenue} (mm/j) = 1,664 \times E_{bac A}^{0,602}}$$

$E_{bac A}$: Evaporation au bac de classe A en mm/j

❖ **Evaluation des pertes par infiltration**

Les pertes infiltration sont évaluées en prenant une valeur moyenne de 3 mm/j valeur moyenne usuelle (**M. L. COMPAORE, Novembre 1996**).

❖ **Evaluation des pertes par dépôts solides**

Pour l'évaluation des dépôts solides, les Formules de GRESILLON modifiée ou formule de KARAMBIRI, de l'EIER-CIEH (GRESILLON) et de GOTTSCHALK ont été utilisées. Pour la suite des études la valeur moyenne des résultats obtenus par les trois méthodes est retenue.

✓ **Formule de GOTTSCHALK (USA)**

$$D = 260 \times S^{-0,1}$$

D : Dégradation spécifique annuelle en m³/an/km² ;

S : Superficie du bassin versant du barrage de Loto en km².

✓ **Formule de l'EIER-CIEH ou de GRESILLON**

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

D : Dégradation spécifique annuelle en m³/an/km² ;

S : Superficie du bassin versant du barrage de Loto en km ;

P : Pluviométrie moyenne annuelle en mm.

✓ **Formule de GRESILLON modifiée ou Formule de KARAMBIRI**

$$D = 137 \times \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,02} \times S^{-0,05} \times [0,25 + 1,13(h + r)]^{1,15} \text{ et } V = D \times S$$

D : Dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an) ;

S : Superficie du bassin versant (km²) = 6,382 ;

V : Volume annuel de dépôts solides (m³/an) ;

P : Pluviométrie moyenne annuelle (mm) = 1061,62 ;

h (0,4 - 0,7) : Paramètre anthropique = 0,55 pour un bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situés à proximité de ceux-ci. Probabilité d'extension moyenne de villes ou villages sur le bassin ;

r (0,4 - 0,7) : Paramètre morphologique = 0,55 pour un relief moyennement accidenté, accusé.

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

La courbe d'exploitation de la retenue est tracée à partir de la synthèse des besoins en eau en m³ d'une part et la synthèse des pertes (infiltration et évaporation) et les pluies directes sur la retenue en mm chaque mois de Novembre à Mai. 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).

IV.2.2.6.2. ETUDE TECHNIQUE DU BARRAGE

❖ Dimensionnement de la digue du barrage

✓ Revanche libre R

La revanche libre (R) est une tranche comprise entre le PHE et la crête du barrage. Le calcul de la revanche tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. Nous allons utiliser pour le calcul de R la **Formule de MALLET et de PAQUANT** :

$$R = A \left[h_v + \frac{v_v^2}{2g} \right]$$

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} [f(Km)^{0.5}]$$

$$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v$$

g : Accélération de la pesanteur prise égale à 9,81 m/s²

A : Coefficient de sécurité pris égal à 0,75

f : Appelé « fetch »

h_v : Hauteur des vagues en m

V_v : Vitesse de propagation des vagues en m/s

✓ Hauteur de la digue (E)

La hauteur de la digue est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux, majorée de la charge maximale (h) au-dessus du déversoir et de la revanche libre (R). Elle se détermine à partir de l'équation ci-dessous :

$$E = H + h + R$$

✓ Largeur en crête de la digue

La largeur en crête doit être suffisante pour autoriser la circulation d'engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien. En pratique, la largeur en crête (lc) est supérieure à 3 mètres. Des formules empiriques, présentées ci-dessous, permettent de déterminer cette largeur :

- Formule de KNAPPEN

$$lc (m) = 1.65 \times E^{\frac{1}{2}}$$

- Formule de PREECE

$$lc (m) = 1.1 \times E^{\frac{1}{2}} + 1$$

- Autres formules :

$$l_c = \frac{1}{3} * E$$

$$l_c = 3,6 * E^{\frac{1}{3}} - 3$$

✓ Pente des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilités mécaniques du massif et de ses fondations. Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité des pentes ; nous allons utiliser le tableau ci-après qui donne quelques valeurs qui devront être confirmées par une étude de stabilité :

Tableau 2: Fruit indicatif des talus des barrages stables

Hauteur du barrage [m]	Type de barrage	Amont	Aval
Inférieure à 5 m	- Homogènes	1/2,5	1/2
	- A zone	1/2	1/2
Entre 5 et 10 m	- Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	- Homogène à fort % d'argile	1/2,5	1/2,5
	- A zones	1/2	1/2,5
Entre 10 et 20 m	- Homogène, granulométrie étendue	1/2,5	1/2,5
	- Homogène à fort % d'argile	1/3	1/2,5
	- A zones	1/2	1/3

✓ Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers provoqués par les vagues de la retenue, par le ruissellement de la pluie ou par les vents. Il faut prévoir parfois une protection pour les talus aval, amont et la crête de la digue. La formule de **Hudson** est utilisée pour l'estimation du Poids des enrochements :

$$P = \frac{\rho \times e^3}{[K_p \times \text{tg}^{-1}(\alpha)] \times [d - 1]^3}$$

K_p : Coefficient de dégâts pris égale à 5 ;

α : 26.57 ° est l'angle au pied du talus ;

d : Densité du matériau pris égal à 2,5 ;

ρ : Masse volumique des moellons latéritiques.

✓ Infiltration et hydraulique interne

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, dite de KOZENY, a pour équation :

$$y = 2 * x * y_0 + y_0^2 \text{ avec } y_0 = (H_d^2 + d^2)^{0.5} - d$$

d : Paramètre fonction de la longueur de fondation L_f de la digue en m ;

H_d : Hauteur de la retenue au droit où la hauteur de la digue est maximale en m.

Pour déterminer les infiltrations, nous allons aussi déterminer le débit de fuite noté q qui vaut :

$$q = k_r * y_0$$

y_0 : les points d'intersection de l'axe des ordonnées avec la parabole de KOZENY ;

k_r : la perméabilité du remblai.

✓ Drain

Les caractéristiques du drain sont déterminées par les formules ci-dessous

$$e_d = 2 * \sqrt{\frac{q * l_d}{k_d}}$$

e_d : l'épaisseur du drain (m) ;

l_d : la longueur du drain (m) ;

l_f : la largeur de base de la digue (m) ;

k_d : la perméabilité du drain en m/s

✓ Stabilité des pentes

La stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation (**Compaoré, 1996**). L'étude de stabilité sera conduite par le cercle de glissement de BISHOP. Nous avons utilisé le logiciel Geoslope afin de vérifier la stabilité des pentes.

❖ Dimensionnement de l'évacuateur de crue et ouvrages annexes

Le dimensionnement de l'évacuateur de crues va consister à :

- déterminer la longueur du seuil déversant pour une charge maximale donnée ;
- dimensionner le chenal ;
- déterminer les caractéristiques du bassin de dissipation en fonction des conditions hydrauliques ;
- dimensionner les bajoyers et faire l'étude de stabilité des différents ouvrages.

✓ Longueur du seuil déversant

La longueur du seuil a été déterminée par le laminage. Il existe plusieurs méthodes pour calculer l'effet du laminage. Nous utiliserons la méthode du coefficient « X0 » et celle de l'équation de continuité pour le laminage sur la base d'une lame d'eau de 0,80 m.

✓ **Etude de stabilité du déversoir**

- Stabilité au glissement :

$$F_G = \frac{(W - U) * \tan(\phi)}{P_e + P_t} \geq 1,2$$

W : Poids propre du déversoir = $\gamma_b * S * 1 m$;

γ_b : Poids volumique du béton pris égal à 24 kN/m³ ;

S : Section du déversoir ;

U : Sous-pression = $\frac{1}{2} \times \gamma_w \times b_2 \times (2 \times h + H_r)$ Avec $b_2 = 1 + H_r * \tan(\alpha)$;

γ_w : Poids volumique de l'eau pris égal à 10 kN/m³ ;

H_r : Hauteur maximale du déversoir

h : charge au-dessus du déversoir ;

P_t : Poussée des terres = $\frac{1}{2} \times \gamma_{séd.} \times h_{séd.}^2 \times K_a$ avec $K_a = 1/3$

P_e : Poussée hydrostatique externe en amont du déversoir = $\frac{1}{2} \times \gamma_w \times H_r^2 + \gamma_w \times H_r \times h$

- Stabilité au renversement :

$$F_R = \frac{\sum M_B(W - U)}{\sum M_B(P_e + P_t)} \geq 1,5$$

- Vérification de la non fissuration

$\sigma_{min} \geq 0$ Ce qui implique que $|e| \leq \frac{b_2}{6}$ avec $e = x_{Gou} + y_{Gou} \times \frac{P_e}{W-U} - \frac{b_2}{2}$

$$b_2 = 1 + H_r \times \tan(\alpha)$$

$$x_{Gou} = \frac{0,5 + \frac{H_r^2}{6} \tan^2(\alpha) + 0,5H_r \tan(\alpha)}{1 + 0,5H_r \tan(\alpha)}$$

$$y_{Gou} = \frac{H_r + \frac{1}{3} H_r^2 \tan(\alpha)}{2 + H_r * \tan(\alpha)}$$

- Vérification de la non rupture

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,béton} \text{ avec } \sigma_{max} = \left(\frac{W-U}{b_2} \right) \times \left(1 + \frac{6*|e|}{b_2} \right)$$

$$\sigma_{lim,béton} = 0,3f_{c28} = 0,3 \times 20 = 6 \text{ MPa}$$

✓ **Bassin de dissipation**

Le dissipateur d'énergie a pour rôle de dissiper l'énergie de l'eau de déversement et d'éviter les affouillements dangereux à l'aval du barrage. Les formules suivantes sont utilisées afin de calculer les caractéristiques du bassin de dissipation :

- **Formule de Manning-Strickler** : $Q_e = K_s \times \sqrt{I} \times \frac{S^{\frac{5}{2}}}{P^{\frac{3}{2}}}$

- **Méthode de la débitance** : $\frac{Q_e}{\sqrt{I}} = K_s \cdot \sqrt[3]{\frac{S^5}{P^2}}$

Cette méthode permet de déterminer le tirant d'eau normal y_n dans le chenal d'évacuation.

$S = L \times y_n$: Section mouillée du chenal d'évacuation ;

$P = L + 2 \times y_n$: Périmètre mouillé ;

Q_e : débit à évacuer après laminage : 147,54 m³/s ;

y_n : Tirant d'eau normal (Profondeur normale) en m ;

I : Pente longitudinale du chenal d'évacuation : 0,0005 ;

m : Fruit de berges égal à 1 (section rectangulaire) ;

L : Largeur au plafond du chenal d'évacuation 95 m ;

K_s : Coefficient de rugosité de Manning Strickler, pris égal à 50 m^{1/3} (Terre très irrégulière avec herbe).

- **Formule de calcul du tirant d'eau critique** : $y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q_e}{L}\right)^2}$

- **Formule de BERNOULLI** : $V = \sqrt{2g \times \left(0.9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g}\right) - y_1\right)}$ et $V = \frac{q}{y_1}$

g : Accélération de la pesanteur prise égale à 9,81 m/s² ;

H : Somme de la hauteur du déversoir et de l'enfoncement du bassin de dissipation ;

h : Charge fixée au-dessus du déversoir en m ;

V : Vitesse d'entrée dans le bassin de dissipation en m/s ;

V_0 : Vitesse de l'eau sur le seuil du déversoir en m/s ;

y_1 : Le tirant d'eau avant le ressaut en m ;

q : Débit unitaire en m³/s.ml.

- **Formule de Froude** : $F = \frac{V}{\sqrt{g \times y_1}}$

g : Accélération de la pesanteur prise égale à 9,81 m/s² ;

V : Vitesse d'entrée dans le bassin de dissipation en m/s ;

y_1 : Le tirant d'eau avant le ressaut en m.

✓ **Ouvrage de prise**

- Débit fictif continu : $Q_c = \frac{BB (m^3/ha) * 1000}{30 * 24 * 3600}$

- Débit d'équipement : $Q_e = \frac{Q_c}{r}$; r : Rendement du réseau d'utilisation

- Formule de Bernoulli généralisée : $z_{amont} + \frac{P_{atm}}{\rho * g} + \frac{V_{amont}^2}{2 * g} = z_{aval} + \frac{P_{atm}}{\rho * g} + \frac{V_{aval}^2}{2 * g} + Pdc$ avec $Z_{amont} = Z_{PEN} = 295,00m$, $V_{amont} = 0m/s$, $Z_{aval} = 289,32 m$ et $V_{aval} = 3 m/s$

- Formule de Manning-Strickler : $D_{th}(m) = \frac{10,29 * Q^2 * L}{K_s^2 * Pdc}$ avec $Q = Q_e * S = 28,9 l/s$ et L : Longueur de la conduite = 38 m et S : superficie à aménager = 10 ha et $K_s = 1/0,015$ pour une conduite en fonte ductile.

V. RESULTATS ET DISCUSSIONS

V.1. ETUDE DIAGNOSTIQUE DU BARRAGE

V.1.1. HISTORIQUE DU BARRAGE

Les études de réalisation du barrage de Loto ont été menées en 1985 par l'Office National des Barrages et des Aménagements Hydro-Agricoles (O.N.B.H.A) relevant du ministère de l'eau du Burkina Faso et ce dans le cadre du Programme Populaire de Développement (P.P.D). Ce n'est que neuf (09) ans après ces études, c'est-à-dire en 1994, que les travaux de construction du barrage ont été effectifs.

Selon les informations recueillies auprès de la Direction Provinciale de l'Eau et de l'Assainissement (DPEA) de la province de la Bougouriba, le barrage de Loto a été construit par la Cellule Diocésaine des Aménagements Ruraux (CEDAR) dans le cadre de l'appui de l'Eglise catholique aux populations du village de Loto et des villages environnants.

En septembre 1996 soit deux ans après sa réalisation, le barrage de Loto a cédé au droit du lit du cours d'eau suite à une forte pluie qui a provoqué la submersion de la digue du barrage. Depuis lors jusqu'à nos jours le barrage de Loto est resté tel et n'as connu aucune réhabilitation.

Compte tenu des enjeux que la réhabilitation du barrage aura sur la localité et les populations, une étude diagnostique a été menée sur le barrage en 2011 par le bureau d'étude CINTECH Ingénieurs Conseils – Géomètre Expert. Cette étude a conduit à la formulation de recommandations telles que l'élaboration des termes de références et le recrutement d'un bureau d'étude pour mener des études d'Avant-Projet Sommaire et Détaillé en vue de la reconstruction du barrage de Loto. A cet effet, le Groupement de Bureaux d'études GID/CAFI-B a été retenu par l'AGETEER pour mener ces études.

V.1.2. ETAT DES LIEUX DU BARRAGE

Le tableau ci-après résume la description actuelle des ouvrages du barrage de Loto, les dégradations observées avec des photos en illustration.

Tableau 3: Diagnostic du barrage de Loto

OUVRAGES	DESCRIPTION ACTUELLE DES OUVRAGES	DEGRADATIONS SUR LES OUVRAGES	PHOTOS ILLUSTRATIVES
DIGUE	<ul style="list-style-type: none"> • Remblai compacté avec un couronnement latéritique ; • Côte de calage de la crête : 294,75 m en moyenne ; • Longueur : 185 m ; • Hauteur maximale : 5 m ; • Protection du talus amont et aval en perré sec • Existence de murets de crête amont et aval en maçonnerie de moellons et en béton cyclopéen ; • Pas de drain au niveau du pied aval ; 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Large fissure visible sur la crête le long de toute la digue ; ➤ Murets de crête dégradés ou inexistant ; ➤ Largeur et côte de la crête irrégulière ; ➤ Beaucoup d'arbustes sur les talus amont et aval ; ➤ Beaucoup de griffes d'érosions sur le talus aval ; ➤ Une termitière sur le talus amont de la digue en rive gauche ; ➤ Une brèche d'environ 12 m au droit du lit du cours d'eau. 	 <p>Brèche au droit du cours d'eau</p>  <p>Arbres et arbustes sur talus amont et aval</p>

<p>DEVERSOIR</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Déversoir muret en béton ordinaire coulé en plots de 6 m séparés par des joints water stop ; • Cote de calage crête : 294,25 m • Un bassin de dissipation de 5 m revêtu de perré maçonné ; • Une rangée de gabions 2 x 1 x 0,50 m de protection du bassin ; • Diguette de protection de 45 m sur la rive droite du chenal d'évacuation ; • Protection du fond du chenal sur 30 m par 6 épis de gabions 2 x 1 x 0,50 m. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Aucune dégradation particulière car ayant peu fonctionné. 	 <p>Déversoir muret en béton ordinaire</p> <p>Bassin de dissipation</p> <p>Diguette de protection</p> <p>Épis de gabions 2 x 1 x 0,50 m</p>
<p>OUVRAGE DE PRISE</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ouvrage de prise sur la rive droite ; • Un bac amont et un autre en aval ; • Conduite en PVC de DN250 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Béton des bacs amont et aval vétuste et dégradé ; ➤ Conduite de prise obstruée. 	 <p>Bac aval ouvrage de prise</p>

V.1.3. CAUSES DE LA DEGRADATION DES OUVRAGES DU BARRAGE

Les causes probables de la dégradation des ouvrages du barrage de Loto sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4: causes probables des dégradations des ouvrages du barrage de Loto

OUVRAGES	DEGRADATIONS ET DYSFONCTIONNEMENTS	CAUSES PROBABLES
DIGUE	Une brèche d'environ 12 m au droit du lit du cours d'eau	La submersion de la digue entraînant sa rupture ; Mauvaise qualité du matériau argileux (argile graveleuse) ; Mauvaise qualité de la mise en œuvre.
	Large fissure visible sur la crête le long de toute la digue	L'abandon de l'ouvrage depuis la rupture de la digue en 1996 a favorisé l'apparition et le développement des dégradations secondaires
	Murets de crête dégradés ou inexistant	
	Beaucoup d'arbres et d'arbustes sur le talus amont et aval	
	Beaucoup de griffes d'érosions sur le talus aval	
	Une termitière sur le talus amont de la digue en rive gauche	
EVACUATEUR DE CRUES	Cet ouvrage n'a pas fonctionné longtemps donc ne présente de dégradation particulière	-
OUVRAGE DE PRISE D'EAU	- Béton des bacs amont et aval vétuste et dégradé - Conduite de prise en PVC DN250 obstruée	L'abandon de l'ouvrage depuis la rupture de la digue en 1996 a favorisé sa dégradation

V.1.4. JUSTIFICATION DE L'OPTION DE RECONSTRUCTION DU BARRAGE

L'option de la reconstruction d'une nouvelle digue à l'aval de l'axe de l'actuel digue du barrage au lieu d'une réhabilitation du barrage se justifie par :

- l'importance des dégradations, en particulier la fissure tout le long de la digue ;
- la méconnaissance des conditions d'exécution (absence de dossier de récolement, méconnaissance de la profondeur d'ancrage, l'existence ou pas de filtre) ;
- la méconnaissance de la qualité des matériaux utilisés pour la réalisation de la digue ;
- les études géotechniques faites lors de l'APS n'ont pas porté sur la compacité et la qualité du remblai en place de même que l'origine et l'envergure de la fissure sur la digue ;
- la possibilité d'augmenter la capacité de la retenue avec le moins de désagréments.

V.2. ACTUALISATION DES ETUDES DE BASE

V.2.1. SYNTHÈSE DES ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES

En considérant un rayon de 10 km, la zone de projet compte huit (08) villages à savoir Loto, Bamako, Diébougou, Milkpo, Niceo, Tantouo, Séouregaone, Mebar. Les villages Milkpo et Niceo relèvent de la commune de Dolo.

La zone du projet comptait 8 582 habitants en 2006 avec 4 181 hommes et 4 401 femmes. L'extrapolation au taux provincial d'accroissement de la population dans l'intervalle de temps compris entre 1996 et 2006 dans la zone du projet qui est de 2,7%, nous obtenons une population de 11 815 habitants pour l'année 2018 comprenant 6 059 femmes et 5 756 hommes. La proportion des femmes dans la zone du projet (51,28%) est inférieure à la moyenne nationale qui est de 52,71% (**RGPH, 2006**). La population potentiellement active est d'au moins 6 209 personnes pour l'année 2018 soit une proportion de 52,55%. Le village récepteur du barrage (Loto) compte quatre (04) ethnies telles que : Birifor (60%), Peulhs (5%), Dioula (20%) et Djan (5%). Sur le plan religieux, on note une coexistence pacifique entre les différentes religions, islam (15%), christianisme (5%) et animisme (80%). La religion la plus pratiquée donc à Loto est l'animisme. Il n'y a pas de conflits inter religion. Le village de Loto dispose d'un (01) CSPS avec pharmacie, d'une (01) école primaire de six (06) classes et un CEG, quatre (04) forages dont deux (02) fonctionnels, un (01) puit à grand diamètre fonctionnel, un (01) marché, cinq (05) bois sacrés, une (01) mosquée, deux (02) églises protestantes, trois (03) buvettes, six (06) cabarets, deux (02) restaurants, sept (07) boutiques et huit (08) points de vente d'essence.

Les principales activités économiques dans le village de Loto sont :

- L'agriculture qui constitue la principale activité socioéconomique des habitants de la zone du projet. C'est une agriculture extensive essentiellement orientée vers la production céréalière et l'autoconsommation. La production agricole est basée sur les principales spéculations suivantes : le mille, le sorgho rouge, le sorgho blanc, le maïs et le riz. Le haricot est produit en association avec les autres cultures en général et avec le sorgho en particulier. Les cultures de contre saison sont peu développée mais existent quand même.
- L'élevage qui constitue la seconde activité de la population de la zone du projet après l'agriculture. Il est pratiqué par des agro pasteurs. L'activité d'élevage demeure une source importante de revenus monétaire (à côté de la production agricole) pour les producteurs. Les bovins et les petits ruminants sont vendus pour l'achat de vivres et pour satisfaire aux besoins socioculturels tels que les funérailles, les mariages, les frais de soins de santé, la scolarisation des enfants. Les principales espèces rencontrées sont les bovins, les arsins,

les ovins, les caprins, les porcins et la volaille. Il faut noter que pour avoir le cheptel en 2018, on est parti du cheptel de 2017 en utilisant un taux de croissance de 2% par an pour le gros bétail et 3% pour les petits ruminants et la volaille.

Tableau 5: Estimation du cheptel de la zone de projet en 2018

Années	Asins	Bovins	Caprins	Equins	Ovins	Pintades	Porcins	Poules
Cheptel de la zone du projet en 2018	482	17 924	31 818	12	20 740	45 215	20 722	142 474

Source : Étude socio-économique GID/CAFI-B, décembre 2018

V.2.2. SYNTHÈSE DES ETUDES TOPOGRAPHIQUES – ETUDE DE LA CUVETTE

☆ Synthèse des études topographiques

Les études topographiques ont consisté à :

- implanter une polygonale de base dont les sommets sont matérialisés par des bornes parallélogrammes en béton, qui suit les crêtes des deux rives et se ferme sur l'axe de la digue du barrage ;

Tableau 6: Coordonnées des bornes parallélogramme de la polygonale

Borne	X	Y	Z
A.1	468949.000	1210993.000	295.000
A.2	468887.582	1210933.558	294.857
B.1	469034.820	1210837.515	294.223
B.2	468937.167	1210813.716	288.758
B.3	468819.472	1210784.102	292.373

- faire un levé du terrain naturel (TN) et de détails du site (l'axe de la digue et de la cuvette) en s'appuyant sur les points obtenus en nivellement direct à l'aide d'un niveau automatique de précision entre les bornes de la polygonale implantée. Le levé est effectué avec une équidistance de 25 à 30 m pour donner le maximum d'information avec les prises de détails comme les passages d'eau, les crêtes des ravinelements, les habitations, etc. ;
- Traiter les informations collectées sur le terrain afin de produire un plan de la cuvette avec des courbes de niveau d'équidistance 0,50 m et un profil en long du nouvel axe du barrage.

☆ Etude de la cuvette du barrage de Loto

Le plan topographique de la cuvette a permis par la suite de déterminer les surfaces et les volumes partiels en fonction des différentes côtes. Le volume partiel est obtenu par la méthode rigoureuse

décrite ci-dessus. Ainsi, le volume total de la retenue est obtenu en faisant la somme des volumes partiels V_i . On obtient les résultats dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7: Données des courbes Hauteur-Surface et Hauteur-Volume

N°	Cote (m)	Surface S_i (m ²)	S_i (ha)	Δh (m)	$\frac{(S_{i-1}+S_i)}{2}$ (ha)	Volume V_i (m ³)	ΣV_i (m ³)
1	289,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	289,50	2223,00	0,22	0,50	0,11	555,75	555,75
3	290,00	9474,00	0,95	0,50	0,58	2924,25	3480,00
4	290,50	16820,00	1,68	0,50	1,31	6573,50	10053,50
5	291,00	31320,00	3,13	0,50	2,41	12035,00	22088,50
6	291,50	51976,00	5,20	0,50	4,16	20824,00	42912,50
7	292,00	66945,00	6,69	0,50	5,95	29730,25	72642,75
8	292,50	84484,00	8,45	0,50	7,57	37857,25	110500,00
9	293,00	104335,00	10,43	0,50	9,44	47204,75	157704,75
10	293,50	133616,00	13,36	0,50	11,90	59487,75	217192,50
11	294,00	167724,00	16,77	0,50	15,07	75335,00	292527,50
12	294,50	208400,00	20,84	0,50	18,81	94031,00	386558,50
13	295,00	250524,00	25,05	0,50	22,95	114731,00	501289,50

Ces résultats, dans le tableau ci-dessus, nous ont permis de tracer les courbes des **Figures 4 et 5** :

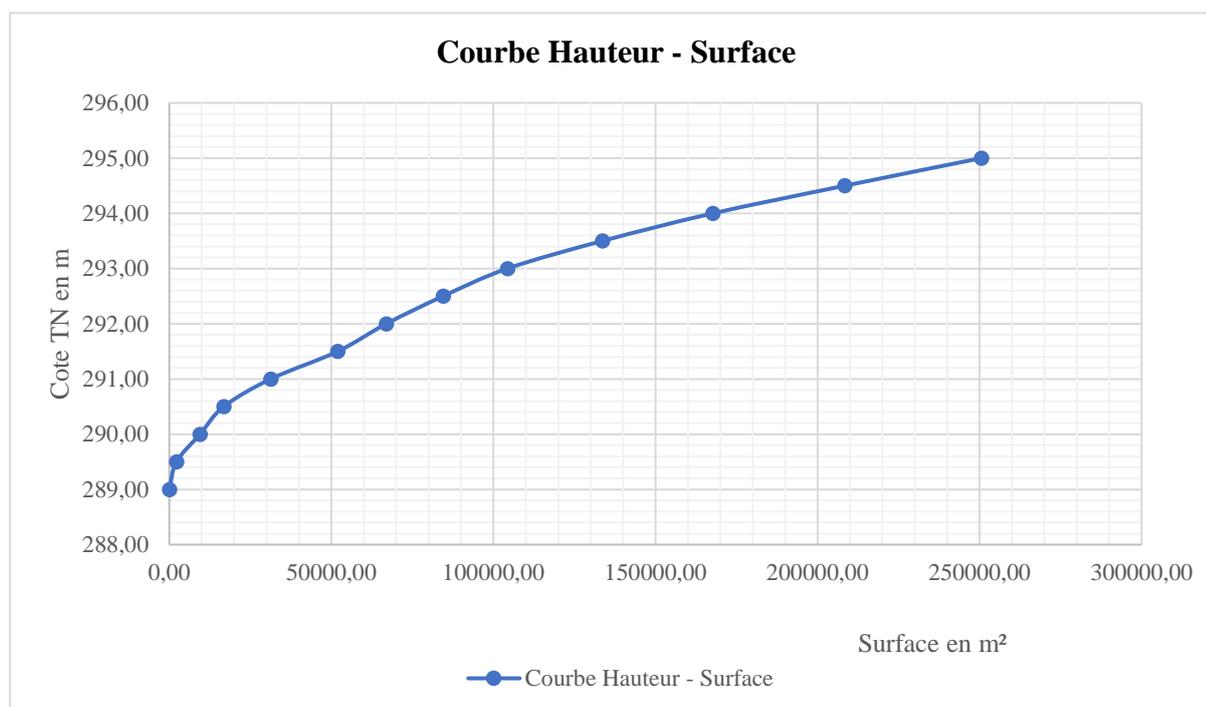


Figure 3: Courbe Hauteur - Surface

La courbe Hauteur-Surface est dressée sur la base de la planimétrie des différentes courbes de niveau de la cuvette.

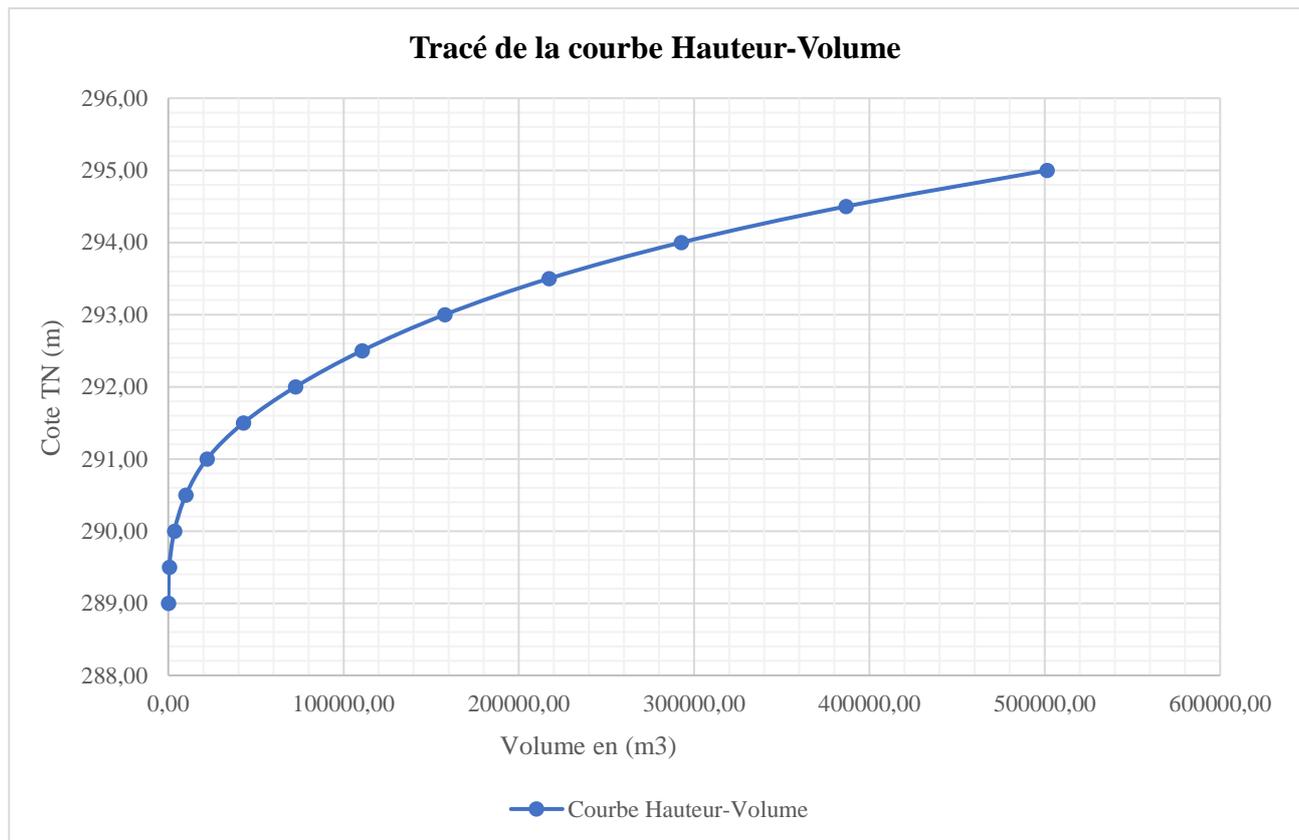


Figure 4: Courbe Hauteur-Volume

La courbe Hauteur-Volume dérive du cumul des volumes partiels compris entre deux courbes de niveau successives.

L'exploitation de cette courbe va permettre de tracer la courbe d'exploitation de la retenue après avoir évalué les besoins en eau et les différentes pertes sur la retenue.

V.2.3. SYNTHÈSE DES ÉTUDES GÉOTECHNIQUES

Les études géotechniques ont consisté à :

- ✦ Caractériser le sol de la fondation le long de l'axe du barrage. A ce niveau quatre (04) puits à ciel ouvert allant de 2,80 à 4,00 m de profondeur sont creusés et des échantillons sont prélevés pour des analyses au laboratoire.
- ✦ Identifier les zones d'emprunt d'argile. Ainsi, une zone d'emprunt est identifiée à 885 m de la digue en rive droite et cinq (05) puits à ciel ouvert de 1,50 m de profondeur sont creusés et des échantillons sont prélevés pour des analyses au laboratoire. Cette zone est exploitable qu'après 30 cm de décapage de la terre végétale sur une superficie de 30 625 m². La couche exploitable est de 1,20 m en moyenne et permet de disposer 36 750 m³ de matériau de remblai argileux pour la digue homogène.

- ✦ Identifier les zones d'emprunt de graveleux latérique. A cet effet, une zone est identifiée à 1 070 m du puits E4 de la zone d'emprunt d'argile et quatre (04) puits à ciel ouvert de 0,60 à 0,70 m de profondeur sont creusés et des échantillons sont prélevés pour des analyses au laboratoire. La couche exploitable est de 0,55 m en moyenne sur 5000 m² et permet de disposer 2 750 m³ de matériau de remblai en graveleux latérique pour la digue.
- ✦ Identifier les zones de ravitaillement en matériau de construction. A cet effet, le sable peut être approvisionné dans le village de BAPLA à 15 km du site, le gravier quartz sur la chaîne de collines du village de Bamako à 5 km du site et les moellons latéritiques sur la chaîne de collines au voisinage du site. **(Voir résultats des analyses en annexe 1, page 62)**

V.2.4. ETUDES HYDROLOGIQUES

V.2.4.1. CHOIX DE LA STATION REFERENCE ET ANALYSE DES PLUIES

☆ **Choix de la station de référence**

Le site d'étude est à cinq (05) kilomètres de Diébougou où il existe une station climatologique. Les données fournies par cette station sont insuffisantes et incomplètes. Ainsi, ces données sont jugées non fiables pour être utilisées dans le cadre de ces études. De ce fait nous avons exploité les données de la station synoptiques de Gaoua située à environ 77 km du site d'étude. Les données sont : Les pluies annuelles de 1961 à 2016 ; les pluies mensuelles de 1961 à 2012 ; les pluies maximales journalières de 1950 à 2016 ; l'évaporation du Bac Classe A de 1983 à 2002 ; l'évapotranspiration potentielle PENMAN de 1973 à 2002, les températures minimales et maximales de 1973 à 2002.

☆ **Analyse des pluies**

Tableau 8: Description des pluies annuelles et maximales journalières

Pluies	Annuelles : 1961 - 2016	Maximales journalières : 1950 - 2016
Nombre d'observations	56	67
Minimum	713.500	41.30
Maximum	1584.90	154.4
Moyenne	1061.62	71.58
Ecart-Type	161.477	22.45
Médiane	1054.10	66.20
Coefficient de variation (Cv)	0.152105	0.3137

Les échantillons des pluies annuelles et maximales journalières de taille respectivement 56 et 67 années d'observations supérieure à 30 années d'observations, la durée minimale que doivent avoir les données de pluies pour la validation des analyses météorologiques. Le nombre d'années minimale étant satisfait, nous allons appliquer les moyennes mobiles, pour des périodes de retour 3 ans, 5 ans et 7 ans, aux pluies annuelles afin de s'assurer qu'elles ne présentent pas d'anomalies.

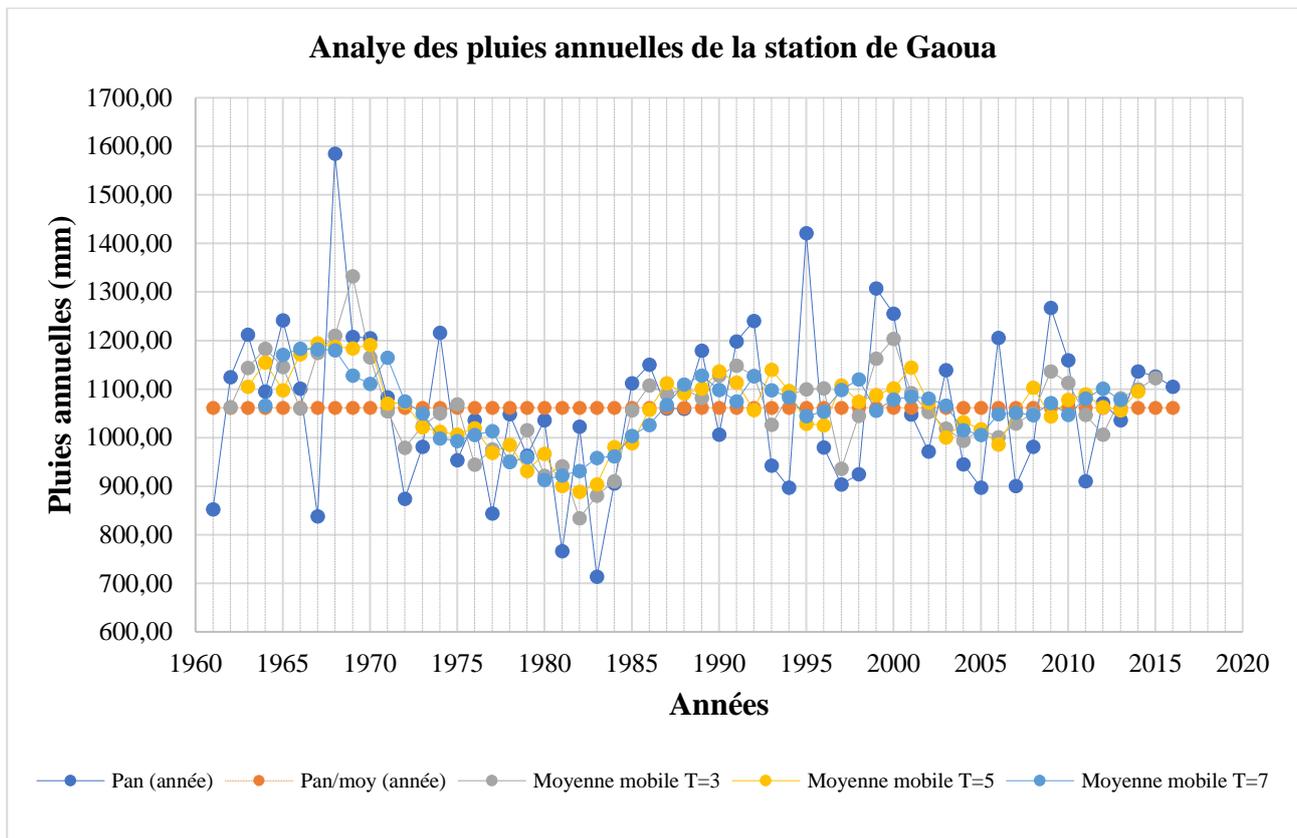


Figure 5: Courbes pluies annuelles et moyennes mobiles en fonction des années

L'analyse de la figure 6 montre une variation temporelle des pluies annuelles de 1961 à 2016. La valeur minimale des pluies annuelles est observée en 1983 tandis que celle maximale est observée en 1968. On distingue trois (03) périodes :

- 1961-1971 : Les moyennes mobiles pour $T = 3, 5$ et 7 ans à l'échantillon sont nettement supérieures à la valeur moyenne des pluies annuelles (1061,62 mm) ;
- 1971-1986 : On observe une baisse des pluies par rapport à la moyenne des pluies annuelles. On pourrait penser que les données sont sous-estimées mais il faut signaler que c'est pendant cette période que le Burkina Faso a été frappé par une grande sécheresse. Cette sécheresse a engendré la famine qui a conduit le gouvernement Burkinabé à réaliser bon nombre de barrages en vue de mobiliser l'eau pour le bétail et pour les périmètres aménagés afin de pallier l'insécurité alimentaire.
- 1986-2016 : Les moyennes mobiles pour $T = 3, 5$ et 7 ans à l'échantillon sont très proches de la valeur moyenne des pluies annuelles.

A la suite de la statistique descriptive, on a procédé aux ajustements des différents échantillons dont les résultats seront exploités pour la suite des études :

- Ajustement suivant la loi normale (ou loi de GASS) pour les pluies annuelles dont les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau 9: Résultats de l'ajustement des pluies annuelles par la loi de GAUSS

	T	F	Pluies annuelles (mm)	Ecart-Type	IC à 95%	
Années humides	10000	0.9999	1662.17	61.1912	1542.21	1782.13
	2000	0.9995	1593.00	55.0689	1485.04	1700.95
	1000	0.9990	1560.66	52.2465	1458.24	1663.09
	200	0.9950	1477.62	45.1538	1389.10	1566.14
	100	0.9900	1437.34	41.8205	1355.35	1519.32
	50	0.9800	1393.32	38.2866	1318.26	1468.38
	20	0.9500	1327.28	33.2750	1262.05	1392.51
	10	0.9000	1268.59	29.2411	1211.26	1325.91
	5	0.8000	1197.49	25.1686	1148.15	1246.83
	3	0.6667	1131.10	22.5723	1086.85	1175.35
Année moyenne	2	0.5000	1061.62	21.5782	1019.31	1103.92
Années sèches	3	0.3000	977.002	23.0371	931.840	1022.16
	5	0.2000	925.741	25.1686	876.400	975.081
	10	0.1000	854.647	29.2411	797.323	911.971
	20	0.0500	795.953	33.2750	730.721	861.185
	50	0.0200	729.913	38.2866	654.856	804.970
	100	0.0100	685.895	41.8205	603.910	767.879
	200	0.0050	645.614	45.1538	557.095	734.134
	1000	0.0010	562.569	52.2465	460.145	664.993
	2000	0.0005	530.235	55.0689	422.279	638.192
	10000	0.0001	461.065	61.1912	341.106	581.023

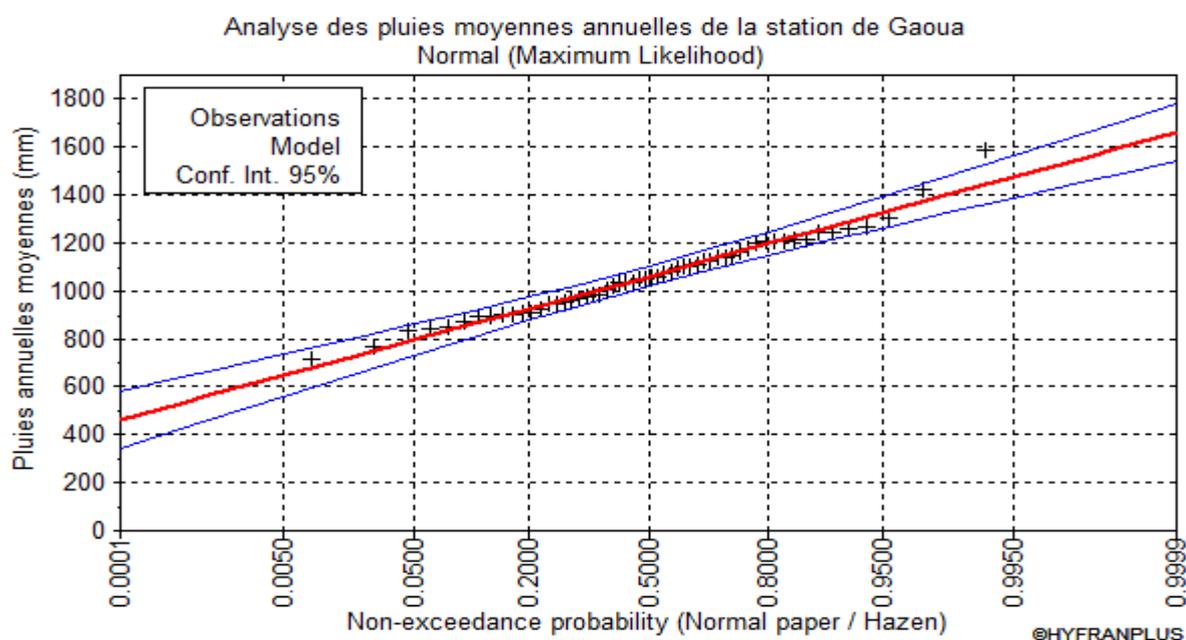


Figure 6: Courbe d'ajustement des pluies annuelles de la station de Gaoua

- Ajustement suivant la loi de GUMBEL pour les pluies maximales journalières dont les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau 10: Résultats de l'ajustement des pluies maximales journalières par la loi de GUMBEL

T (année)	Fréquences	Pluies journalières maximales (mm)	Ecart-Type	IC à 95%	
10000	0.9999	222.7	20.98	181.6	263.8
2000	0.9995	194.5	17.40	160.4	228.6
1000	0.9990	182.4	15.86	151.3	213.5
200	0.9950	154.2	12.29	130.1	178.3
100	0.9900	142.0	10.76	120.9	163.1
50	0.9800	129.8	9.240	111.7	147.9
20	0.9500	113.5	7.235	99.29	127.7
10	0.9000	100.9	5.727	89.64	112.1
5	0.8000	87.73	4.240	79.42	96.04
3	0.6667	77.27	3.199	71.00	83.55
2	0.5000	67.89	2.518	62.95	72.82
3	0.3000	58.22	2.314	53.69	62.76
5	0.2000	53.14	2.463	48.31	57.97
10	0.1000	46.87	2.848	41.29	52.45
20	0.0500	42.26	3.231	35.93	48.60
50	0.0200	37.59	3.675	30.39	44.80
100	0.0100	34.74	3.967	26.96	42.51
200	0.0050	32.28	4.227	23.99	40.57
1000	0.0010	27.64	4.737	18.35	36.92
2000	0.0005	25.96	4.926	16.31	35.62
10000	0.0001	22.60	5.311	12.19	33.01

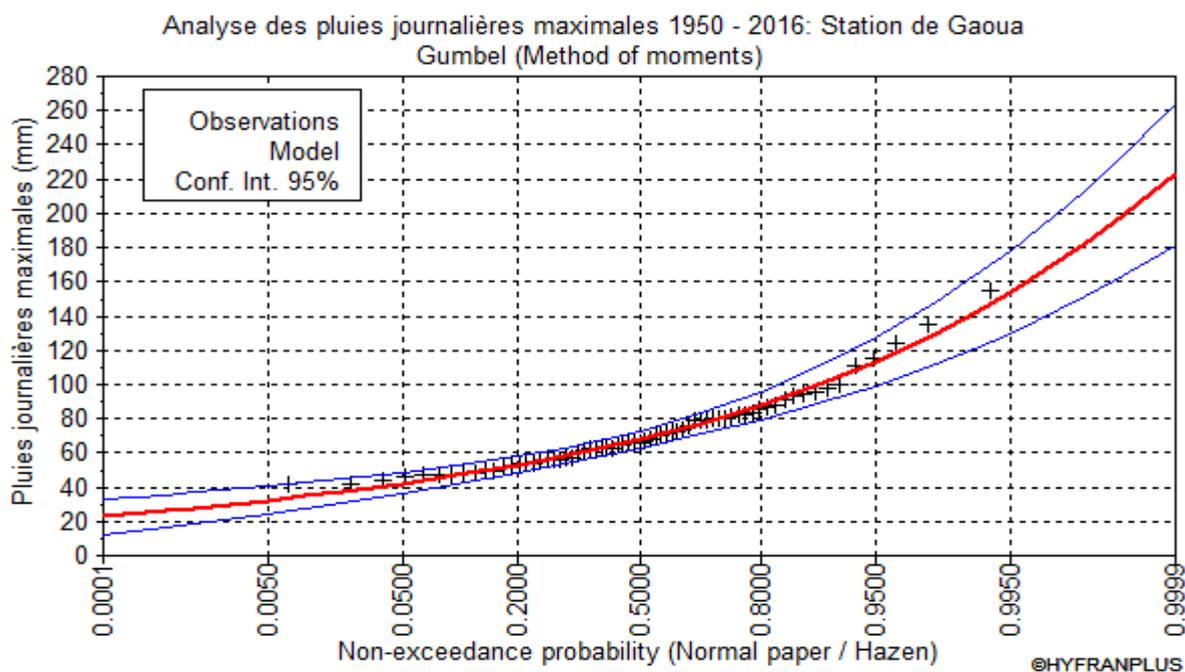


Figure 7: Courbe d'ajustement des pluies journalières maximales de la station de Gaoua

V.2.4.2. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Pour la délimitation du bassin versant du barrage de Loto, les outils du système d'information géographique, comme les logiciels Global mapper v17, Google Earth et Qgis v.2.18, ont été utilisés.

Tableau 11: Caractéristiques du bassin versant du barrage de Loto

Caractéristiques du bassin versant	Valeurs calculées	Observations
Surface S (km ²)	6,382	Très petit bassin versant
Périmètre P (km)	14,50	-
Altitude maximale (m)	496	-
Altitude minimale (m)	287	-
Indice de Compacité K _G	1,62 > 1	Bassin versant de forme allongée
Longueur du rectangle équivalent L (km)	6,23	-
Pente moyenne I _{moy} (m/km)	82,731	-
Pente transversale moyenne IT (m/km)	66,51	-
Altitude à 95% (m)	294	-
Altitude à 5% (m)	435	-
Indice global des pentes (m/km)	22,65 37,27	Bassin versant de pentes fortes
Longueur totale des cours d'eau (km)		-
Densité de drainage D _d (km/km ²)	1,46	-
Dénivelé spécifique D _s (m)	94,16	D _s compris entre 50 et 100 m : Relief modéré
Typologie du réseau hydrographique	-	Radial
Classification du bassin versant	-	- Très petit bassin versant - Classe du relief R5 : Pentes fortes - Infiltrabilité RI - Classe du bassin <i>type R5RI</i>

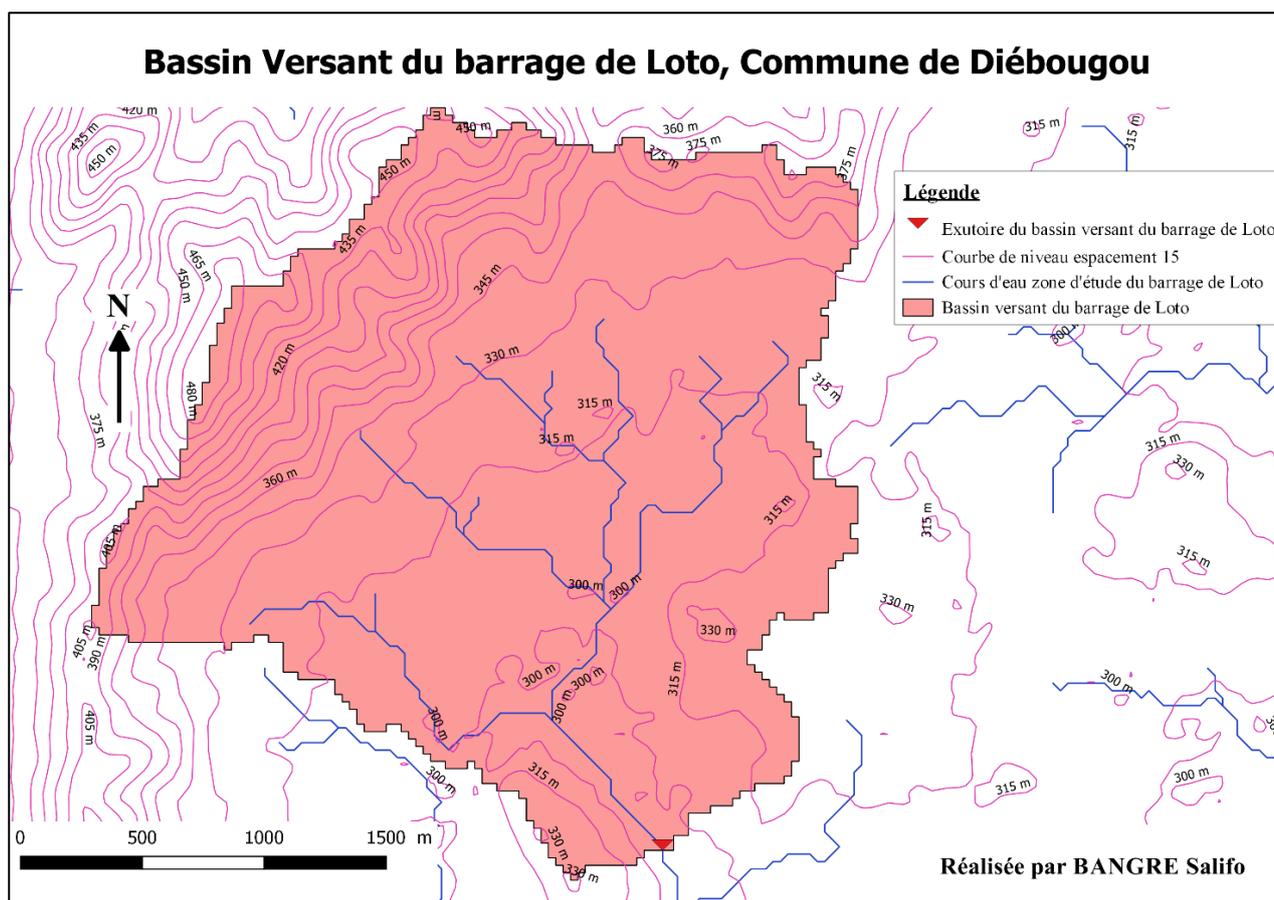


Figure 8: Carte de délimitation du bassin versant du barrage de Loto

V.2.4.3. PREDETERMINATION DES CRUES

❖ Détermination de la crue décennale

La crue décennale est déterminée suivant deux méthodes : La méthode de ORSTOM et la méthode de CIEH.

Tableau 12: Paramètres de calcul de la crue décennale

Situation	Afrique de l'Ouest
Surface	6,382 Km ²
Pluviométrie moyenne annuelle	1061,62 mm régime tropical sèche
Pluie journalière décennale (P ₁₀)	100,90 mm
Pluie journalière centennale (P ₁₀₀)	142,00 mm
Indice global des pentes corrigé	37,27 m/km
Indice de compacité	1,62

Coefficient de G. VUILLAUME A	0,91
Coefficient de ruissellement décennal K_{r10}	52,77%
Coefficient de pointe α_{10}	2,6
Densité de drainage D_d	1,46 km ⁻¹
Temps de base décennal T_{b10}	62,20 min
Temps de monté décennal T_{m10}	20,73 min

Les résultats obtenus par les deux méthodes sont les suivantes :

Tableau 13: Crues décennale selon les méthodes ORSTOM et CIEH

	Méthode ORSTOM	Méthode CIEH
Volume de ruissellement décennal V_{r10}	309 226,32 m ³	-
Débit ruisselé décennal Q_{r10}	215,86 m ³ /s	-
Débit de crue décennal Q_{10}	226,66 m ³ /s	72,23 m ³ /s
Volume de crue décennal V_{c10}	349 505,80 m ³	-

❖ Détermination de la crue centennale

Après le calcul des crues décennales par les méthodes ORSTOM et CIEH, la crue centennale est déterminée en multipliant ces crues décennales par un coefficient C obtenu la méthode dite de GRADEX.

Tableau 14: Crue centennale selon les méthodes ORSTOM et CIEH

Méthodes	Q_{10} (m ³ /s)	C	Q_{100} (m ³ /s)
ORSTOM	226,66	1,53	346,78
CIEH	72,23	1,53	110,51

Les crues centennales obtenues par les deux méthodes, qui donnent généralement des valeurs approchées, présentent un grand écart. Du fait de cet écart élevé entre les deux valeurs de Q_{100} , nous retiendrons la valeur moyenne des résultats des deux méthodes ci-dessus comme crue de projet $Q_{100} = 228,65 \text{ m}^3/\text{s}$.

❖ **Comparaison des crues de projets : Réalisation - Actualisation**

Tableau 15: Comparaison des crues de projet à la réalisation et à l'actualisation

	1985	APS	Actuelle
Crue de projet	66 m ³ /s	100 m ³ /s	228,65 m ³ /s

La crue de projet actualisée est au moins deux fois la crue de projet calculée pendant la phase APS. On note aussi que la crue de projet à la réalisation est très faible. La prise en compte de cette crue sous-estimée dans la conception des ouvrages a occasionné la submersion de la digue qui a engendré sa rupture après deux ans de réalisation.

❖ **Hydrogramme de crue de projet**

Pour l'hydrogramme de crue schématique nous avons optés pour celui pointu compte tenu du temps de montée qui est de l'ordre 20,73 min soit environ 0,35 h.

Tableau 16: Données de l'hydrogramme de crue schématique

Temps en min	0	20,73	41,47	62,20
Débit évacué en m³/s	0	228,65	70,88	0

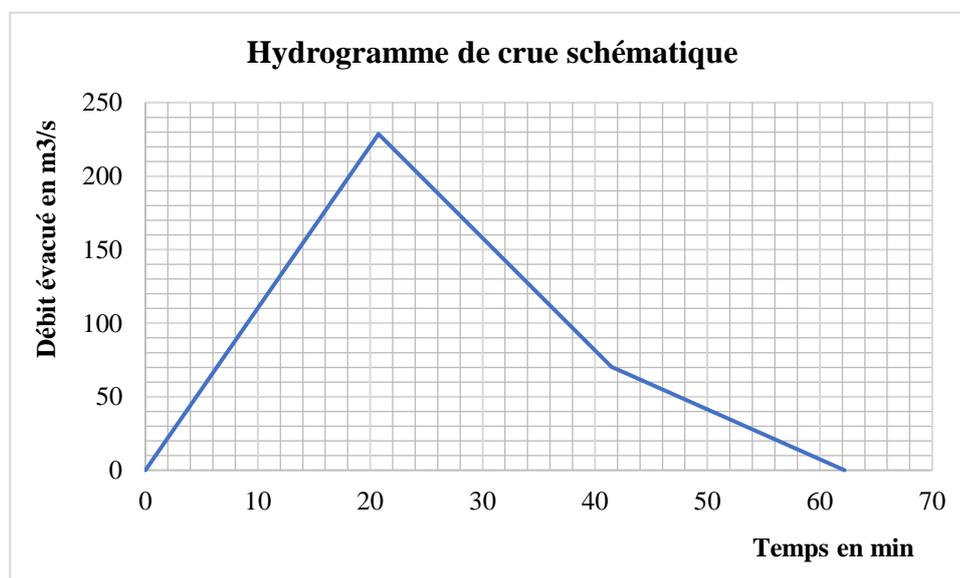


Figure 9: Hydrogramme de crue schématique

❖ **Laminage de crue**

Le laminage de crue consiste à optimiser la longueur déversante du déversoir sans augmenter le risque de submersion du barrage. Deux méthodes ont été utilisées pour le calcul de l'effet de laminage. Il s'agit de l'équation de continuité : Abaques et la méthode du coefficient « X₀ ». Ces deux méthodes

ont donné respectivement 71,85 m et 92,38 m. On retient la longueur déversante obtenu par la méthode du coefficient « X_0 » $L = 92,38$ m. Mais pour des raisons d'exécution on retient $L = 95$ m pour un débit à évacuer de **147,54 m³/s**.

V.2.4.4. DETERMINATION DES APPORTS LIQUIDES

La formule de TURC est utilisée pour l'évaluation du déficit d'écoulement D. Ensuite, on calcule le coefficient d'écoulement K_e qui est fonction des quantiles des pluies et du déficit d'écoulement. En appliquant la formule d'évaluation des apports liquides, on a les résultats suivants :

Tableau 17: Apport liquides

Période de retour	F	Quantiles P (mm)	D (mm)	K_e	$V_{\text{liquide}} (m^3)$	
Années humides	10000	0,9999	1662,17	1333,33	0,1978	2098689,871
	2000	0,9995	1593,00	1300,34	0,1837	1867785,323
	1000	0,9990	1560,66	1284,31	0,1771	1763663,216
	200	0,9950	1477,62	1241,34	0,1599	1507935,656
	100	0,9900	1437,34	1219,52	0,1515	1390104,664
	50	0,9800	1393,32	1194,93	0,1424	1266119,701
	20	0,9500	1327,28	1156,53	0,1287	1089731,032
	10	0,9000	1268,59	1120,84	0,1165	942915,9994
	5	0,8000	1197,49	1075,60	0,1018	777930,217
	3	0,6667	1131,1	1031,30	0,0882	636897,3779
Année moyenne	2	0,5000	1061,62	982,80	0,0743	503021,716
Années sèches	3	0,3000	977,002	920,72	0,0576	359176,5831
	5	0,2000	925,741	881,50	0,0478	282345,8479
	10	0,1000	854,647	825,09	0,0346	188632,2677
	20	0,0500	795,953	776,77	0,0241	122403,2384
	50	0,0200	729,913	720,56	0,0128	59704,51045
	100	0,0100	685,895	682,03	0,0056	24697,4292
	200	0,0050	645,614	646,04	-0,0007	-2717,421897
	1000	0,0010	562,569	569,76	-0,0128	-45872,38605
	2000	0,0005	530,235	539,33	-0,0172	-58035,00722
	10000	0,0001	461,065	472,96	-0,0258	-75919,25673

V.2.5. BESOINS EN EAU ET PERTES – COURBE D’EXPLOITATION DE LA RETENUE

V.2.5.1. BESOINS EN EAU DU CHEPTEL DE LOTO ET VILLAGES ENVIRONNANTS

En fonction de la consommation journalière de chaque catégorie d’animaux recensés dans la zone de projet, on procède à l’évaluation des besoins en eau du cheptel du village de Loto et des villages environnants.

Tableau 18: Besoins en eau du cheptel de la zone d’étude

	Asins	Bovins	Equins	Petits ruminants
Cheptel de la zone du projet en 2018	482	17 924	12	52558
Taux de croissance	0,03	0,03	0,03	0,02
Cheptel de la zone du projet en 2019	497	18462	13	53610
Consommation journalière/tête en litre	30	40	50	5
Consommation journalière en litre	14910	738480	650	268050

Les besoins en eau du cheptel du villages de Loto et des villages environnants sont estimés à **1022,09 m³/jours**. Le volume d’eau total à mobiliser pour le cheptel pour la période de Novembre à Mai est de **216 683 m³**.

V.2.5.2. BESOINS EN EAU POUR L’AMENAGEMENT DE DIX (10) HECTARES (HA)

Les spéculations : la tomate, le chou, l’aubergine et l’oignon, sont à mettre en culture sur le périmètre de manière rotative. Deux (02) campagnes de contre-saison seront possibles pour certaines spéculations.

Tableau 19: Caractéristiques agro-physiologiques des cultures

Spéculations	Stade	Phase initiale	Phase de croissance	Phase de mi-saison	Phase de récolte	Durée du cycle
Tomate	Durée	30 jours	40 jours	45 jours	30 jours	145 jours
	Kc	0,6	1,15	1,15	0,8	
Aubergine	Durée	20 jours	30 jours	30 jours	15 jours	95 jours
	Kc	0,7	1,05	1,05	0,95	
Choux	Durée	40 jours	60 jours	50 jours	15 jours	165 jours
	Kc	0,6	1,15	1,15	0,8	
Oignon	Durée	25 jours	35 jours	40 jours	20 jours	120 jours
	Kc	0,7	0,75	1,05	0,85	

Tableau 20: Calendrier cultural des cultures

Spéculations	Année n			Année n+1							
	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.
Tomate											
Aubergine											
Choux											
Oignon											

Les besoins en eau pour l'aménagement de dix (10) hectares de périmètre irrigué sont estimés à **150 974 m³** pour une campagne de contre-saison. (Voir les détails en annexe 2, page 63)

V.2.5.3. EVALUATION DES PERTES PAR INFILTRATION ET EVAPORATION

En disposant des données de l'évaporation Bac de classe A, nous allons calculer l'évaporation au niveau de la retenue en utilisant la formule de Bernard POUYAUD de ORSTOM. Quant à l'infiltration, nous prendrons une valeur moyenne de 3 mm/j valeur moyenne usuelle (M. L. COMPAORE, Novembre 1996).

Tableau 21: Estimation des pertes par évaporation et par infiltration

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
Nombre de jours	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
Evaporation Bac A (mm)	248,34	267,85	309,31	265,04	237,21	183,33	148,96	134,16	137,75	172,66	194,81	223,79	
Pertes Evaporation	180,52	181,43	206,03	185,30	175,61	-	-	-	-	-	153,95	169,56	1252,41
Pertes par infiltration (mm)	93,00	84,00	93,00	90,00	93,00	-	-	-	-	-	90,00	93,00	636,00
Total pertes (mm)	273,52	265,43	299,03	275,30	268,61	-	-	-	-	-	243,95	262,56	1888,41

La projection de la hauteur totale des pertes (h_{pT}) sur la courbe hauteur - surface, nous donne une surface de 114 335 m² à la cote 293,11 m. Or à la cote 295.00 m on a une surface de 250 524 m². En utilisant la formule : $V_i = \frac{(S_i + S_{i-1}) * h_{pT}}{6}$, on calcule le volume total des pertes par infiltration et par évaporation qui donne : **114 931 m³**.

Conclusion partielle :

Le volume de la retenue (V_r) étant égal au volume des besoins (V_b) plus volume des pertes (V_p), on a : **$V_r = 482 588 m^3$** .

V.2.5.4. EVALUATION DES PERTES PAR DEPOTS SOLIDES

Les Formules de GRESILLON modifiée ou formule de KARAMBIRI, de l'EIER-CIEH (GRESILLON) et de GOTTSCHALK ont été utilisées. Pour la suite des études la valeur moyenne des résultats obtenus par les trois méthodes est retenue.

Tableau 22: Evaluation des dépôts solides

Paramètres	S (km ²)	P (mm)	h	r	D (m ³ /km ² /an)	V(m ³ /an)	V _r (m ³)
Formule de KARAMBIRI	6,382	1061,62	0,55	0,55	85,37		
Formule de l'EIER-CIEH	6,382	1061,62			110,97		
Formule de GOTTSCHALK	6,382				216,01		
Dégradation spécifique annuelle moyenne					137,40	877,20	482 588

Conclusion partielle :

Les apports solides du bassin versant contribuent à l'envasement de la cuvette du barrage. En faisant le rapport entre le volume de la retenue et le débit des dépôts solides, la durée d'envasement de la totalité du barrage est environ 550 ans très supérieur à 30 ans la durée de vie souhaitée après la reconstruction du barrage. Pour la suite des études, nous allons caler la cote du déversoir à **295.00 m** qui correspond à un volume de la retenue de : **V_r = 501 289 m³**.

L'analyse du tableau 17 montre que le barrage ne peut être rempli que pour des pluies annuelles de période de retour supérieur à deux (02) ans.

V.2.5.5. COURBE D'EXPLOITATION DE LA RETENUE

La courbe d'exploitation de la retenue est obtenue à partir de la synthèse des besoins en eau en m³ d'une part et d'autre part, les pertes (infiltration et évaporation) et les pluies directes sur la retenue en mm chaque mois de Novembre à Mai. (**Voir courbe d'exploitation en annexe 3, page 64**).

Tableau 23: Résumé besoins et pertes pour le tracé de la courbe d'exploitation de la retenue

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Nombre de jours	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Pluies directes	3,98	5,30	27,38	69,20	117,11	-	-	-	-	-	10,26	4,48
Pertes mensuelles	273,52	265,43	299,03	275,30	268,61	-	-	-	-	-	243,95	262,56
Hauteur totale des pertes (mm)	269,54	260,13	271,65	206,10	151,50	-	-	-	-	-	233,69	258,08
Besoins (m ³)	58586,60	55424,33	58653,59	48811,79	41215,37	-	-	-	-	-	47520,46	57445,10

V.3. ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES DES OUVRAGES DU BARRAGE

V.3.1. L'EVACUATEUR DE CRUES

L'évacuateur de crue est constitué du déversoir, du bassin de dissipation, du chenal d'évacuation et les murs bajoyers. L'étude technique de chaque élément nous a permis de faire ressortir les éléments de conception et de dimensionnement.

V.3.1.1. LE DEVERSOIR DU BARRAGE

Le déversoir de profil trapézoïdal (déversoir-poids) en position centrale, qui sera construit en béton cyclopéen dosé à **250 kg/m³**, a une largeur en crête de **1 m** et calée à la cote de **295,00 m**, une hauteur maximale de 6 m, une longueur de **95 m** qui sera coulée en plots de **5 m** et séparés par des joints WATERSTOP entre les plots. La fondation du déversoir est constituée de matériau argileux et le fond de la tranchée d'ancrage sera à la cote **283,63 m** selon les études géotechniques. La charge au-dessus du déversoir est de **0,80 m**. Le dimensionnement qui a concerné les études de stabilité a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Les stabilités au glissement ($F_G = \frac{(W-U) \cdot \tan(\phi)}{P_e + P_t} \geq 1,2$) et au renversement ($F_R = \frac{\sum M_B(W-U)}{\sum M_B(P_e)} \geq 1,5$) sont assurées si et seulement si l'angle α compris entre la verticale et le parement intérieur aval du déversoir vaut **60°**. Ces deux stabilités constituent la stabilité externe de l'ouvrage.
- Avec l'angle α obtenu par la stabilité externe, on a pu vérifier que la non fissuration c'est-à-dire $\sigma_{\min} \geq 0$ Ce qui implique que $|e| = 0,77\text{m} \leq \frac{b_2}{6} = 1,90\text{ m}$ avec $e = x_{Gou} + y_{Gou} \times \frac{P_e + P_t}{W-U} - \frac{b_2}{2}$ et la non rupture c'est-à-dire $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{lim},\text{béton}}$ avec $\sigma_{\max} = \left(\frac{W-U}{b_2}\right) \times \left(1 + \frac{6 \cdot |e|}{b_2}\right) = 0,05662\text{ MPa}$ et $\sigma_{\text{lim},\text{béton}} = 0,3f_{c28} = 6\text{ MPa}$ sont assurées.

La figure 11 montre les différentes actions qui agissent sur le déversoir poids.

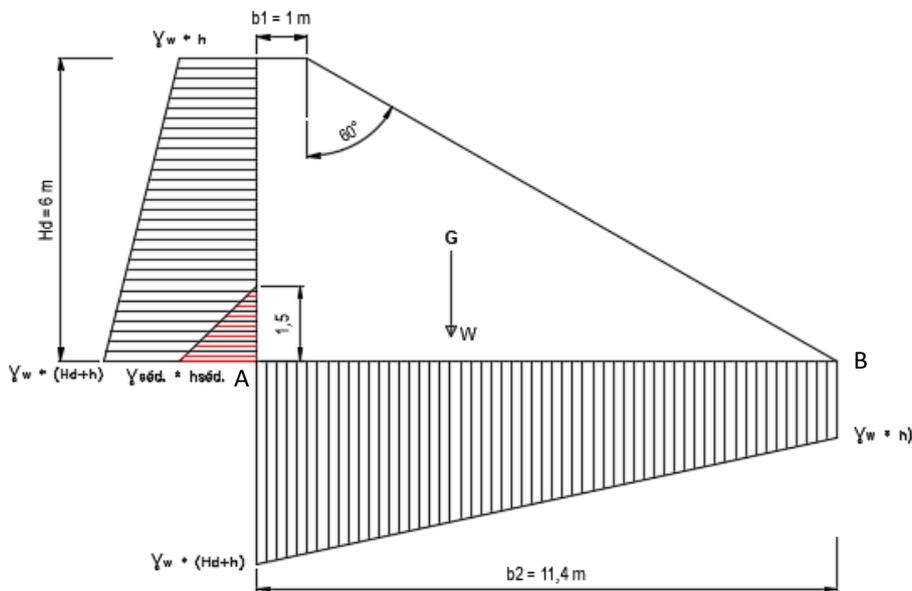


Figure 10: Schématisation du déversoir avec les actions agissant sur après études de stabilité

IV.3.1.2. LE CHENAL D'EVACUATION

Le chenal d'évacuation de section trapézoïdale sera bordé par des diguettes de protection d'un fruit de berge $m = 2$, de largeur en crête 3 m et de hauteur 1,70 m. Le chenal aura une largeur au radier $b = 95$ m sur 20 m qui se rétrécit pour prendre la forme du cours d'eau naturel. Sur les 20 m les berges du chenal seront stabilisées avec du perré maçonné. Le coefficient de rugosité de Manning-Strickler du fond chenal est $K_S = 50 \text{ m}^{1/3}$ (Terre très irrégulière avec herbe). Le débit à évacuer est $147,54 \text{ m}^3/\text{s}$ dont le tirant d'eau normal est $y_n = 1,23$ m.

V.3.1.3. LE BASSIN DE DISSIPATION A RESSAUT

L'étude technique a permis d'identifier le type de bassin. Il s'agit du type II USBR de largeur 95 m, d'enfoncement $D = 0,55$ m et de longueur 5,50 m. Les blocs de chicanes ont les dimensions suivantes : Hauteur : 0,32 m, Largeur : 0,24 m, Espacement : 0,24 m, Pente parement aval : 1H/1V et Epaisseur en crête : 6,40 cm. Les blocs de chute ont les dimensions suivantes : Hauteur : 0,14 m, Largeur : 0,14 m, Espacement : 0,14 m. Le seuil terminal a une pente de 2H/1V et une hauteur 0,21 m. L'aval immédiat du bassin de dissipation sera protégé avec du gabions sur 2 m.

IV.3.1.4. LES MURS BAJOYERS

Un bajoyer assure la jonction entre la digue et le déversoir. Les murs bajoyers sont des murs destinés à limiter latéralement un écoulement sur le parement du barrage ou à séparer un écoulement en plusieurs parties. Ils sont placés de part et d'autre du déversoir. Un mur bajoyer est assimilable à un

mur de soutènement en béton armé. La structure est étudiée sur une tranche linéaire de 1 m de longueur. Pour un mur en T sans contreforts, cela revient à calculer le voile, le patin et le talon (**Dr. MESSAN, 2015**).

❖ Prédimensionnement du mur

La hauteur maximale de la digue vaut 7,10 m. En intégrant l'ancrage du mur on prendra une hauteur du mur de soutènement égale à 7,65 m. La figure 12 donne une vue de la coupe en travers type d'un mur bajoyer.

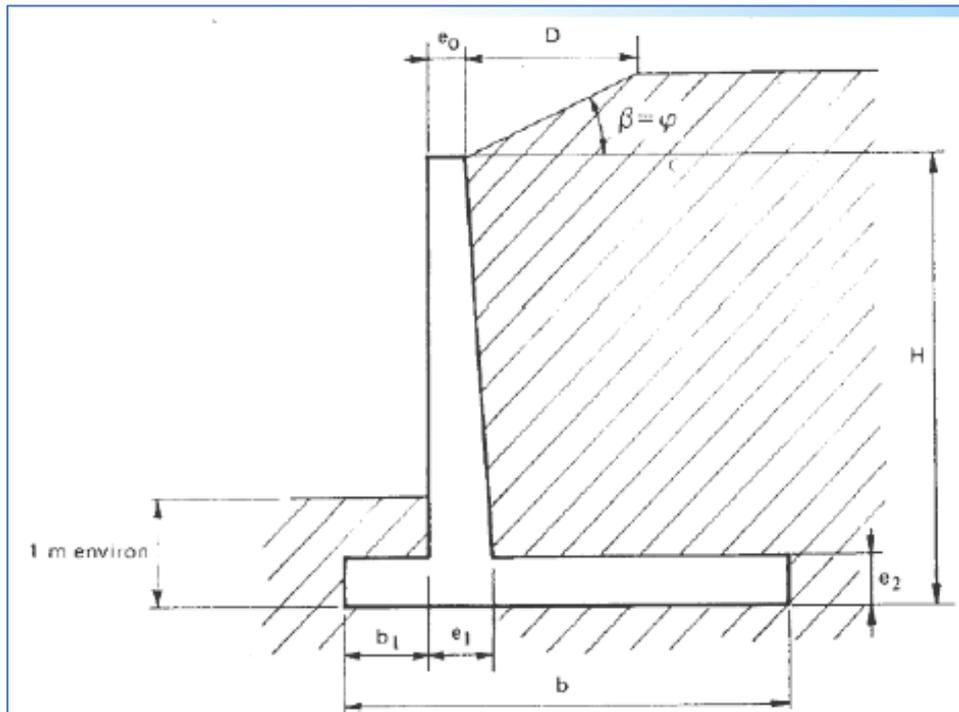


Figure 11: coupe en travers type d'un mur de soutènement

Tableau 24: Eléments de prédimensionnement du mur de soutènement

Désignation	Valeurs
Hauteur du remblai argileux H (m)	7,65
Longueur du mur bajoyer L (m)	33,00
Epaisseur de la crête du voile e1 (m)	0,35
Epaisseur de la base du voile e2 (m)	0,35
Epaisseur de la semelle e3 (m)	0,65

Largeur de la semelle B (m)	3,70
Largeur du patin de la semelle b1 (m)	1,00
Largeur du talon de la semelle b2 (m)	2,35
β	0

❖ Dimensionnement du mur bajoyer

La vérification des stabilités (glissement et renversement) et le dimensionnement du mur sont faits avec le logiciel CYPE 2014 (voir Coupe transversale, plan de ferrailage et note de calcul en **Annexe 13, page 117**).

V.3.2. LA DIGUE

La digue du barrage de Loto en terre homogène compactée a une longueur de 195 m, une largeur en crête de 4,50 m calée à la cote 296,60 m, une largeur de la fondation de 33,00 m, une hauteur maximale de 7,10 m et 3,55 m en moyenne. La revanche totale est de 1,60 m soit 0,80 m de revanche libre. Les pentes des talus amont et aval de la digue sont 2H/1V ce qui donne un angle au pied des talus de 26,57°. Le talus amont sera protégé par des moellons latéritiques non maçonnés (perré sec) d'épaisseur 0,45 m dont le poids est de 6,75 kg. Quant au talus aval, il sera protégé par du matériau graveleux latéritique. L'étude de la stabilité des talus avec le logiciel Geoslope a donné un coefficient de sécurité de Bishop de 1,641 supérieur à 1,50. Le débit de fuite estimé est de $3,44.10^{-9}$ m³/s.ml qui a permis de déterminer l'épaisseur du drain qui donne 10 cm. Le drain sera exécuté aux endroits où la hauteur de la digue dépasse 3 m. La crête de la digue sera protégée par une couche de couronnement en matériau latéritique d'épaisseur 20 cm.

IV.3.3. LES OUVRAGES ANNEXES (PRISE D'EAU ET DE VIDANGE)

Le tracé de la courbe d'exploitation de la retenue a permis de déterminer la côte de l'eau dans la retenue à la fin de la campagne de contre-saison. Cette côte est de 289,98 m. Cela nous amène à caler la côte de la prise d'eau à 289,50 m juste en dessous de 289,98 m. L'ouvrage de prise à installer a deux bacs (amont et aval) dont la commande est en aval à travers une vanne. Les bacs sont reliés par une conduite en fonte ductile de diamètre nominal de 300 mm (Voir note de calcul en **annexe 10, page 104**).

V.4. DETERMINATION DES CRUES DE SECURITE ET DE RUPTURE

V.4.1. DETERMINATION DE CRUE DE SECURITE

La crue de sécurité est déterminée par la méthode de Gradex approchée dont les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 25: Résultats de calcul de la crue de sécurité

T	F	U	L _r (mm)	S _{bv} (ha)	V _r (T)	T _b (h)	Q _{moy} (T)	K _P	Q _P (T)
100000	0,99999	11,5129205	210,65655	638,2	1344410,1	1,03666667	360,24	1,49	537,52
50000	0,99998	10,8197683	198,518762	638,2	1266946,74	1,03666667	339,48	1,49	506,55
25000	0,99996	10,1266111	186,380887	638,2	1189482,82	1,03666667	318,73	1,49	475,58
20000	0,99995	9,90346255	182,473333	638,2	1164544,81	1,03666667	312,04	1,49	465,61
10000	0,9999	9,21029037	170,335195	638,2	1087079,21	1,03666667	291,29	1,49	434,63
5000	0,9998	8,51709318	158,196619	638,2	1009610,82	1,03666667	270,53	1,49	403,66
2000	0,9995	7,60065241	142,148824	638,2	907193,797	1,03666667	243,09	1,49	362,71
1000	0,999	6,90725507	130,006744	638,2	829703,037	1,03666667	222,32	1,49	331,73
500	0,998	6,21360726	117,860277	638,2	752184,287	1,03666667	201,55	1,49	300,74
400	0,9975	5,99021324	113,948424	638,2	727218,843	1,03666667	194,86	1,49	290,76
200	0,995	5,29581214	101,788766	638,2	649615,907	1,03666667	174,07	1,49	259,73
100	0,99	4,60014923	89,6070131	638,2	571871,958	1,03666667	153,24	1,49	228,645

La crue de sécurité est la crue qui a une lame d'eau immédiatement supérieure à la revanche totale du barrage. Donc on adopte une crue de sécurité de $Q_{10000} = 434,63 \text{ m}^3/\text{s}$.

V.4.2. DETERMINATION DE CRUE DE RUPTURE

La crue de rupture du barrage de Loto est estimée à $Q_{\text{rupt}} = 488,10 \text{ m}^3/\text{s}$ par la formule développée par le Comité International de Grands Barrages (CIGB).

La lame d'eau correspondant à la crue de rupture est calculée en utilisant la méthode de Gradex approchée. Ainsi pour une crue de rupture de $488,10 \text{ m}^3/\text{s}$, on a une lame d'eau de rupture de **191,29 mm** dont la période de retour est supérieure à **25 000 ans**.

V.5. SYNTHÈSE DE LA NOTICE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX

La Notice d'Impacts Environnementaux et Sociaux (NIES) a été réalisée par le Groupement de bureaux d'étude GID/CAFI-B. Les différents impacts identifiés et les mesures environnementales sont résumés en **annexe 11, page 105**.

V.6. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE RECONSTRUCTION DU BARRAGE

Le coût global de la reconstruction du barrage de Loto s'élève à **un milliard deux cent vingt-six million deux cent quinze mille neuf cent vingt-deux francs (1 226 215 922 F) CFA en TTC** (Voir détails en **annexe 12, Page 114**).

VI. CONCLUSION

Les études techniques pour la reconstruction du barrage de Loto qui s'inscrivent dans le plan d'action du gouvernement et ses partenaires conformément à la politique nationale en matière d'eau est une très bonne initiative pour la remobilisation de l'eau de surface pour le village de Loto et environnants. Cette disponibilité en eau permettra de lutter pour la sécurité alimentaire, l'amélioration des conditions de vie des populations de Loto et villages environnant en particulier et contribuer à l'essor socio-économique pour l'ensemble de la commune de Diébougou.

En adoptant une méthodologie bien structurée et en utilisant des méthodes et formules adéquates, nous avons conçus et dimensionnés de nouveaux ouvrages qui seront solides après la reconstruction. Avec les nouvelles propositions de solutions techniques de reconstruction du barrage la capacité de la retenue qui était à **263 000 m³** avant la rupture est passée à **501 290 m³** pour satisfaire les besoins humains, animaux et les besoins d'irrigation.

La reconstruction du barrage coûtera **1 226 215 922 FCFA TTC** afin de disponibiliser l'eau qui sera d'une importance capitale dans le développement socio-économique de la localité.

VII. RECOMMANDATIONS

En plus des différentes solutions de reconstruction du barrage proposées, nous recommandons ce qui suit :

- Réaliser une piste à bétail pour l'accès au barrage;
- Faire une étude d'aménagement d'un périmètre irrigué de dix (10) hectares en aval du barrage;
- Délimiter la bande de servitude du barrage et interdire son occupation anarchique;
- Reboiser la bande de servitude;
- Mettre en place un comité de gestion locale du barrage;
- Renforcer les capacités techniques du comité et des habitants en matière de gestion et d'entretien du barrage;

VIII. BIBLIOGRAPHIE

1. Bulletin FAO N°54, Manuel pour l'estimation des débits de crue décennale et des apports pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique Sahélienne et tropicale sèche, 1996 ;
2. EIER/CEMAGREF ; J. M. DURAND, P. ROYET, P. MERIAUX ; Techniques des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale, 1999 ;
3. EIER ; M. L. COMPAORE, Cours de barrage 2^e édition, Novembre 1996 ;
4. CEMAGREF/ENGREF ; Petits Barrages, Recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi-Comité Français des Grands Barrages-Coordination : Gérard DEGOUTTE-1997, 1^{ère} édition ;
5. H. KARAMBIRI, I. GUEYE, Petits barrages en terre, 2006-2007
6. Rodriguez, Bernardo A., La Rosa, Santos ; Manuel de conception et projets typiques des digues en terre, Procédures méthodiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages, Avril 2004 ;
7. INSUCO, Notice Communale de Diébougou-Résultats des diagnostics socio-fonciers et des planifications participatives-Coordination : Dr Peter HOCHET, Septembre 2017 ;
8. AEM, Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion de l'Eau 2014-230, Juillet 2014.

IX. ANNEXES

ANNEXE 1: RESULTATS DES ANALYSES GEOTECHNIQUES DES PRELEVEMENTS SUR LE SITE (SOURCE : LABO BECOHA)	62
ANNEXE 2: EVALUATION DES BESOINS EN EAU POUR L'AMENAGEMENT DE 10 HECTARES	63
ANNEXE 3: COURBE D'EXPLOITATION DE LA RETENUE	64
ANNEXE 4: DONNEES PLUVIOMETRIQUES ANNUELLES ET MAXIMALES JOURNALIERES	65
ANNEXE 5: EVAPORATION BAC A - EVAPOTRANSPIRATION POTENTIEL - TEMPERATURE.....	68
ANNEXE 6: NOTE DE CALCUL DES CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	72
ANNEXE 7: NOTE DE CALCUL DES CRUES ET APPORTS	75
ANNEXE 8 : NOTE DE CALCUL : DEVERSOIR - BASSIN DE DISSIPATION – CHENAL D'EVACUATION – BAJOYERS	86
ANNEXE 9: NOTE DE CALCUL DE LA DIGUE DU BARRAGE DE LOTO	99
ANNEXE 10: NOTE DE CALCUL OUVRAGE DE PRISE D'EAU ET DE VIDANCE	104
ANNEXE 11: SYNTHESSES DES IMPACTS DU PROJET SUR L'ENVIRONNEMENTAL ET LE SOCIAL	105
ANNEXE 12: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	114
ANNEXE 13: PIECES GRAPHIQUES	117

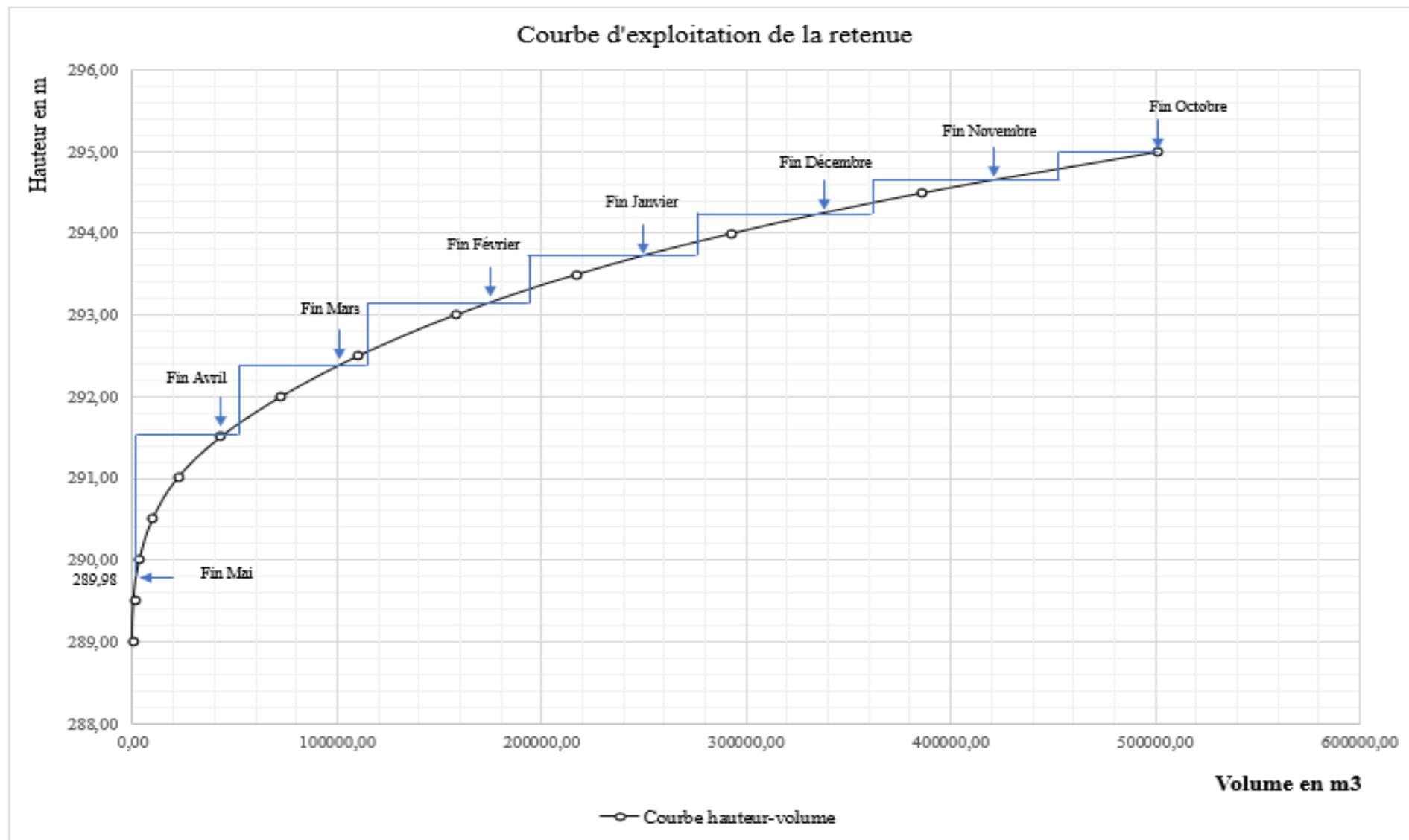
ANNEXE 1: RESULTATS DES ANALYSES GEOTECHNIQUES DES PRELEVEMENTS SUR LE SITE (SOURCE : LABO BECOHA)

Sondage	Profondeur en cm	Analyse granulométrique % de passant au tamis de				Taux de dispersion %	Limites d'Atterberg			Proctor normal		Perméabilité m/s	Classification USCS
		5 mm	2 mm	80 µm	2 µm		LL	LP	IP %	Ds OPN (t/m3)	W OPN %eau		
							%eau	%eau	eau				
Fondation digue													
A2	150-280	88,80	71,50	48,00	27,50		48,80	25,20	23,60				Grave sablo-argileuse
A3	300-400	100,00	99,00	60,00	34,50		45,30	24,30	21,00				Argile moyennement plastique
A4	170-300	99,50	97,50	75,50	42,00		56,60	29,00	27,60				Argile très plastique
A5	300-380	99,50	96,50	75,00	40,50		50,00	26,30	23,70				Argile très plastique
A6	270-350	98,50	92,50	69,00	36,50		56,60	26,90	29,70				Argile très plastique
Zone d'emprunt d'argile													
E1	40-150	100,00	99,50	89,00	46,00	2,20	51,90	27,40	24,50				Argile très plastique
E2	30-150	99,00	95,50	85,00	43,00	34,90	55,10	28,00	27,10				Argile très plastique
E3	30-150	89,00	75,00	63,50	42,50	0,00	60,20	30,80	29,40				Argile très plastique
E4	30-150	99,50	98,00	85,00	46,00	28,30	54,80	28,00	26,80				Argile très plastique
E5	30-150	99,50	98,50	89,50	51,00	1,90	59,10	29,30	29,80				Argile très plastique
E1+E2+E5										1,61	21,90	$3,2 * 10^{-9}$	
E3+E4+E5										1,60	21,00	$5,3 * 10^{-9}$	
Emprunt de graveleux latéritique													
L1	5,00 - 60	68,00	38,50	23,00			39,20	22,50	16,70				Grave argileuse
L2	5,00 - 60	60,50	39,00	21,50			46,30	26,50	19,80				Grave argileuse
L3	5,00 - 70	64,50	34,50	20,00			34,70	21,70	13,00				Grave argileuse
L4	5,00 - 60	46,50	23,50	11,00			35,30	24,50	10,80				Grave argileuse
L1+L2+L3										2,06	8,90		

ANNEXE 2: EVALUATION DES BESOINS EN EAU POUR L'AMENAGEMENT DE 10 HECTARES

Mois		Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Nombre de jours		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Pluie mensuelle (mm)		3,98	5,30	27,38	69,20	117,11	139,17	182,76	231,96	181,84	85,13	10,26	4,48
Pluie efficace (mm)		3,98	5,30	21,91	55,36	93,69	111,33	146,21	185,57	145,47	68,10	10,26	4,48
ETP journalière (mm)		5,39	5,99	5,96	5,79	5,12	4,43	3,95	3,82	4,19	4,94	5,21	5,18
ETP mensuelle (mm)		167,21	167,78	184,81	173,72	158,82	133,01	122,58	118,42	125,70	153,11	156,42	160,70
Pomme de terre	Période												
	Kc Pomme de terre	1,15	1,01	0,31								0,55	0,89
	ETM mensuelle (mm)	192,29	169,45	57,29								86,03	143,02
	Besoins net mensuels (mm)	188,31	164,15	35,39								75,77	138,54
Tomate	Période												
	Kc Tomate	1,15	1,09	0,65								0,60	1,15
	ETM mensuelle (mm)	192,29	182,88	120,13								93,85	184,80
	Besoins net mensuels (mm)	188,31	177,57	98,22								83,59	180,32
Choux	Période												
	Kc Choux	1,15	1,15	1,14	0,37							0,60	0,97
	ETM mensuelle (mm)	192,29	192,94	210,69	64,28							93,85	155,88
	Besoins net mensuels (mm)	188,31	187,64	188,78	8,91							83,59	151,40
Aubergine	Période												
	Kc Aubergine	1,02	0,14	0,82	1,05	1,01	0,09					0,82	1,05
	ETM mensuelle (mm)	170,55	23,49	151,55	182,41	160,40	12,23					128,27	168,73
	Besoins net mensuels (mm)	166,58	18,19	129,64	127,04	66,71	-99,10					118,00	164,25
Oignon	Période												
	Kc Oignon	1,05	0,91									0,71	0,76
	ETM mensuelle (mm)	175,57	152,68									111,06	122,13
	Besoins net mensuels (mm)	171,59	147,37									100,80	117,65
Besoins net mensuels (mm)		188,31	187,64	188,78	127,04	66,71	-99,10	-	-	-	-	118,00	180,32
Efficience globale		0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	-	-	-	-	0,70	0,70
Besoins Brut mensuels (mm)		269,02	268,06	269,69	181,49	95,31	-141,58	-	-	-	-	168,58	257,60
Besoins Brut mensuels (m3/ha)		2690,18	2680,58	2696,88	1814,91	953,06	-1415,78	-	-	-	-	1685,78	2576,03

ANNEXE 3: COURBE D'EXPLOITATION DE LA RETENUE



ANNEXE 4: DONNEES PLUVIOMETRIQUES ANNUELLES ET MAXIMALES JOURNALIERES

Année	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Pluie annuelle (mm)
1961	0,00	0,00	44,10	53,00	85,90	181,90	122,20	206,20	132,80	17,30	8,80	0,00	852,20
1962	0,00	0,00	1,60	130,20	140,90	197,00	158,60	238,60	164,90	53,80	38,90	0,00	1124,50
1963	0,00	5,60	0,00	76,10	106,90	115,70	162,30	366,50	176,10	191,20	11,90	0,00	1212,30
1964	0,00	0,00	31,30	43,10	79,00	126,30	306,80	116,70	254,10	106,40	2,50	28,90	1095,10
1965	18,90	7,20	0,10	11,20	118,60	190,00	280,00	374,90	135,10	105,70	0,00	0,00	1241,70
1966	0,00	5,10	15,50	102,10	177,10	147,00	125,10	275,90	137,60	114,40	1,10	0,00	1100,90
1967	0,00	5,80	24,10	97,10	50,30	145,50	78,70	179,50	208,70	24,80	7,50	16,20	838,20
1968	0,00	23,40	72,80	139,20	152,00	165,70	411,60	207,40	310,00	76,00	6,20	20,60	1584,90
1969	0,00	0,00	28,60	84,30	118,40	234,50	142,20	268,10	193,00	128,20	10,30	0,00	1207,60
1970	0,00	0,00	0,00	92,90	68,30	98,30	251,30	399,60	275,60	19,20	0,00	0,00	1205,20
1971	0,00	1,20	55,40	109,10	37,40	146,50	210,50	214,80	195,50	38,50	0,80	73,60	1083,30
1972	0,00	0,00	15,80	87,20	102,70	158,20	201,40	88,00	164,70	56,30	0,00	0,00	874,30
1973	0,00	0,20	33,50	58,60	126,30	127,60	262,10	209,00	100,10	37,10	0,10	26,60	981,20
1974	0,00	0,00	60,40	69,60	124,50	137,40	214,60	188,40	238,20	183,30	0,00	0,00	1216,40
1975	0,00	0,00	18,50	84,80	179,80	92,30	160,20	205,10	154,90	46,40	0,50	11,10	953,60
1976	94,60	0,20	13,50	59,90	106,00	134,10	62,50	127,50	107,70	310,60	19,30	0,00	1035,90
1977	3,00	0,00	44,50	6,60	164,70	149,20	0,00	239,10	182,50	54,30	0,00	0,00	843,90
1978	0,00	0,00	75,00	79,70	69,00	181,40	232,70	74,70	237,80	90,20	7,60	0,30	1048,40
1979	0,00	0,00	45,30	38,50	124,10	160,20	179,40	232,30	138,20	44,70	0,00	0,00	962,70
1980	7,60	0,20	3,10	78,50	155,70	48,10	132,90	235,40	276,30	76,30	14,30	7,40	1035,80
1981	0,00	0,00	27,60	89,80	94,10	99,50	145,80	174,30	110,00	25,30	0,00	0,00	766,40
1982	0,00	23,90	63,50	66,70	37,80	97,60	187,10	154,10	171,50	220,40	0,00	0,00	1022,60
1983	0,00	29,20	0,00	15,60	136,10	109,80	125,60	161,20	133,30	1,30	0,00	1,40	713,50
1984	0,00	0,00	15,30	26,90	245,20	64,80	154,10	155,00	154,50	85,30	4,70	0,00	905,80
1985	0,00	0,00	45,40	121,00	80,80	203,30	157,30	266,60	210,10	15,60	12,10	0,00	1112,20
1986	0,00	0,40	15,30	53,20	121,80	100,20	243,20	239,30	291,10	82,40	3,40	0,00	1150,30
1987	0,00	0,00	20,30	45,20	38,20	116,90	231,00	352,10	184,00	71,40	1,40	0,00	1060,50
1988	0,50	0,00	24,90	71,30	169,20	192,30	185,90	201,60	188,90	24,40	0,80	0,00	1059,80
1989	0,00	0,00	20,30	35,20	94,40	144,40	220,40	327,50	220,60	53,90	20,90	41,60	1179,20
1990	0,00	0,00	0,00	73,00	190,40	54,20	284,60	171,30	128,50	79,20	25,30	0,00	1006,50
1991	0,00	40,10	86,50	37,90	180,00	146,90	246,10	292,90	96,80	70,90	0,00	0,00	1198,10
1992	2,50	0,00	0,00	26,00	127,00	258,20	209,30	360,10	153,60	58,20	45,80	0,00	1240,70
1993	0,00	0,30	5,30	26,30	96,60	109,00	220,40	253,30	174,00	57,60	0,00	0,00	942,80
1994	1,70	0,00	19,70	12,60	71,40	104,00	159,40	241,70	178,00	108,00	0,90	0,00	897,40
1995	0,00	0,00	31,00	160,40	116,80	208,10	209,20	310,70	176,30	176,30	27,40	5,20	1421,40
1996	0,00	3,20	21,50	78,30	118,10	126,60	131,80	229,90	155,20	115,20	0,00	0,00	979,80
1997	0,00	0,00	0,00	70,70	139,50	143,20	127,20	161,50	128,10	128,10	5,20	0,00	903,50
1998	0,00	0,00	0,00	90,00	111,90	57,20	237,10	239,00	140,70	49,20	0,00	0,00	925,10
1999	3,10	17,70	3,40	122,90	81,00	92,70	218,70	247,50	304,90	174,10	41,60	0,00	1307,60
2000	47,10	0,00	37,70	100,90	163,60	193,90	106,40	354,40	213,50	38,10	0,00	0,00	1255,60

2001	0,00	0,00	19,70	13,70	138,20	155,10	124,70	291,80	232,70	72,20	0,00	0,00	1048,10
2002	0,00	0,00	0,00	42,40	51,30	165,20	206,70	232,70	182,90	86,80	3,80	0,00	971,80
2003	0,00	35,10	39,70	44,90	89,40	190,80	143,00	282,60	165,60	71,70	76,40	0,00	1139,20
2004	27,90	9,60	57,80	104,80	80,10	134,30	110,10	251,60	92,10	52,30	24,40	0,00	945,00
2005	0,00	0,00	44,60	80,50	117,90	134,60	116,10	140,70	188,40	55,30	19,00	0,00	897,10
2006	0,00	0,10	26,30	95,90	128,00	261,90	156,50	136,70	264,80	135,70	0,00	0,00	1205,90
2007	0,00	0,00	7,20	172,00	61,20	57,90	83,00	274,00	150,50	76,90	18,10	0,00	900,80
2008	0,00	0,00	75,20	5,50	68,10	147,40	276,80	243,40	102,70	62,60	0,00	0,00	981,70
2009	0,00	57,80	84,50	31,60	86,40	128,00	181,50	305,80	225,20	151,50	15,30	0,00	1267,60
2010	0,00	3,70	1,30	32,10	329,70	39,70	169,40	275,00	217,00	92,00	0,00	0,00	1159,90
2011	0,00	0,00	31,20	87,50	117,10	112,10	186,00	147,00	137,60	92,10	0,00	0,00	910,60
2012	0,00	5,70	15,60	62,10	121,00	149,90	254,20	139,00	198,90	68,00	57,40	0,00	1071,80
2013													1036,10
2014													1136,90
2015													1126,30
2016													1104,80
Moyenne	3,98	5,30	27,38	69,20	117,11	139,17	182,76	231,96	181,84	85,13	10,26	4,48	

Source : Direction de la météorologie

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Pluies maximales journalière annuelle
1950	11,30	12,20	14,40	45,50	83,70	51,60	75,50	40,00	48,90	30,50	16,50	0,00	83,70
1951	3,80	11,10	25,60	43,40	31,90	46,80	33,90	60,90	39,30	55,50	21,30	0,00	60,90
1956	0,00	0,60	76,30	54,80	37,20	25,00	32,80	43,90	42,30	22,80	27,70	34,50	76,30
1957	0,00	24,40	7,70	48,10	91,20	51,20	29,50	39,90	43,10	35,60	31,00	0,90	91,20
1958	0,00	0,00	15,30	68,20	65,50	37,20	38,40	38,20	28,40	11,50	36,40	0,00	68,20
1959	2,70	0,20	13,20	19,90	80,00	30,80	28,10	33,40	46,80	4,80	5,00	0,60	80,00
1960	0,00	0,00	10,40	36,40	29,30	37,80	17,00	44,30	47,30	19,80	10,30	22,00	47,30
1961	0,00	0,00	34,70	20,70	40,40	47,40	22,60	45,90	36,30	8,70	6,10	0,00	47,40
1962	0,00	0,00	0,10	53,80	52,80	45,30	52,40	51,00	44,30	21,40	18,50	0,00	53,80
1963	0,00	3,00	0,00	27,80	22,40	19,90	58,50	62,40	43,70	30,80	8,90	0,00	62,40
1964	0,00	0,00	17,90	38,80	20,00	26,90	47,30	25,90	54,60	33,50	2,10	20,40	54,60
1965	12,50	7,20	0,10	4,40	43,20	55,00	82,20	66,00	32,10	41,80	0,00	0,00	82,20
1966	0,00	4,40	7,00	38,80	38,10	46,10	30,10	71,10	29,10	46,10	1,10	0,00	71,10
1967	0,00	5,70	11,70	26,00	31,80	25,80	22,50	33,30	41,30	7,00	4,30	16,20	41,30
1968	0,00	22,90	51,40	66,90	49,00	49,80	87,60	47,60	54,20	23,80	6,20	16,30	87,60
1969	0,00	0,00	20,60	43,50	39,20	57,30	46,80	69,90	38,20	43,70	9,50	0,00	69,90
1970	0,00	0,00	0,00	31,20	17,10	27,40	53,20	115,30	77,70	6,60	0,00	0,00	115,30
1971	0,00	1,20	42,00	26,30	21,80	51,40	65,70	39,70	39,20	21,00	0,80	53,60	65,70
1972	0,00	0,00	15,80	53,40	24,30	38,20	32,00	20,80	65,50	17,60	0,00	0,00	65,50
1973	0,00	0,20	16,70	28,70	61,00	36,70	42,80	47,00	33,50	10,20	0,10	26,60	61,00
1974	0,00	0,00	34,70	26,10	29,40	37,10	46,30	70,40	46,40	110,90	0,00	0,00	110,90
1975	0,00	0,00	15,70	35,00	43,10	43,60	42,80	26,00	34,40	16,80	0,50	11,10	43,60

1976	62,50	0,20	10,50	24,80	33,30	48,50	19,90	41,00	24,90	45,60	16,60	0,00	62,50
1977	1,50	0,00	42,30	5,20	63,10	44,80	43,20	42,70	49,10	13,80	0,00	0,00	63,10
1978	0,00	0,00	66,70	38,80	15,80	61,50	52,10	15,40	85,10	23,90	4,80	0,30	85,10
1979	0,00	0,00	24,10	32,50	49,10	32,00	30,30	33,40	21,70	22,00	0,00	0,00	49,10
1980	7,30	0,20	3,10	29,70	62,50	14,50	33,60	32,90	99,70	48,50	10,10	7,40	99,70
1981	0,00	0,00	19,40	45,70	42,30	24,60	37,10	42,50	25,00	10,20	0,00	0,00	45,70
1982	0,00	12,10	24,10	34,30	14,70	28,40	43,70	38,50	30,40	46,80	0,00	0,00	46,80
1983	0,00	29,20	0,00	8,80	54,00	36,70	35,30	70,50	40,90	1,30	0,00	1,40	70,50
1984	0,00	0,00	12,70	11,40	64,40	19,20	26,80	21,20	34,70	46,80	3,00	0,00	64,40
1985	0,00	0,00	35,20	40,20	39,40	45,60	48,30	31,10	40,90	8,40	10,80	0,00	48,30
1986	0,00	0,40	10,70	16,60	43,70	24,00	65,10	44,50	64,80	27,80	2,50	0,00	65,10
1987	0,00	0,00	20,30	42,30	14,80	30,40	79,50	64,10	38,40	32,90	1,40	0,00	79,50
1988	0,50	0,00	13,80	25,30	60,70	36,50	39,70	97,50	41,30	22,40	0,80	0,00	97,50
1989	0,00	0,00	13,20	15,30	24,10	30,60	32,80	51,50	30,20	27,40	20,90	0,00	51,50
1990	0,00	0,00	0,00	38,70	45,70	17,40	80,10	64,80	30,00	23,10	25,20	0,00	80,10
1991	0,00	0,20	22,80	55,90	40,40	25,10	55,40	135,60	30,40	32,30	0,00	0,00	135,60
1992	0,00	0,00	0,00	14,00	39,00	50,50	154,40	55,90	19,80	17,90	18,60	0,00	154,40
1993	0,00	0,00	9,40	33,20	53,00	22,80	36,60	44,10	34,40	14,70	17,90	0,00	53,00
1994	0,00	1,60	4,70	38,50	42,40	24,80	49,20	34,90	53,50	37,40	1,10	0,00	53,50
1995	0,00	0,00	17,90	33,00	31,20	61,80	81,70	37,20	30,20	50,20	6,30	0,00	81,70
1996	0,00	28,60	0,00	94,70	51,80	24,10	66,50	80,10	27,20	27,20	0,00	0,00	94,70
1997	0,00	0,00	17,60	61,00	54,20	80,40	31,40	20,20	37,80	45,50	9,60	0,00	80,40
1998	0,00	0,00	0,00	53,20	52,40	10,80	82,10	38,40	44,90	12,20	0,00	0,00	82,10
1999	0,00	14,40	3,40	40,80	32,60	48,80	48,70	42,50	43,00	37,50	41,60	0,00	48,80
2000	37,60	0,00	27,90	24,90	62,20	40,20	26,90	62,40	40,70	17,20	0,00	0,00	62,40
2001	0,00	0,00	11,60	13,70	41,60	64,60	32,00	123,90	39,00	42,30	0,30	0,00	123,90
2002	0,00	0,00	29,50	14,10	43,90	55,00	50,30	56,10	38,80	3,80	0,00	0,00	56,10
2003	0,00	16,90	30,70	22,30	44,10	67,20	39,20	79,30	47,50	30,00	69,40	0,00	79,30
2004	27,90	8,80	49,50	35,40	23,90	45,80	44,80	42,00	22,40	20,10	19,20	0,00	49,50
2005	0,00	0,00	39,30	57,10	35,90	36,50	44,30	45,40	55,80	28,00	19,00	0,00	57,10
2006	0,00	0,10	26,30	64,80	30,70	67,20	36,40	32,00	43,40	39,40	0,00	0,00	67,20
2007	0,00	0,00	6,90	73,90	35,30	28,40	29,00	71,00	26,00	47,70	14,10	0,00	73,90
2008	0,00	0,00	51,20	5,00	22,70	33,40	56,10	57,30	23,50	37,50	0,00	0,00	57,30
2009	0,00	52,10	34,70	14,90	31,30	28,80	44,10	55,40	66,20	38,00	15,30	0,00	66,20
2010	0,00	2,90	1,30	13,20	86,40	18,40	39,30	49,20	32,70	25,60	0,00	0,00	86,40
2011	0,00	0,00	13,80	49,00	37,80	25,40	42,30	56,50	36,80	28,30	0,00	0,00	56,50
2012	0,00	0,00	5,70	13,60	24,40	34,90	55,70	32,30	42,70	18,10	52,30	0,00	55,70
2013													62,6
2014													95,4
2015													72,4
2016													53,5

Source : Direction de la météorologie

ANNEXE 5: EVAPORATION BAC A - EVAPOTRANSPIRATION POTENTIEL - TEMPERATURE

Années	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total Eva Bac A
1983	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	221,7	221,7
1984	242,1	273,0	274,7	266,2	0,0	183,0	156,5	137,7	135,3	166,8	188,6	208,9	2232,8
1985	239,6	267,2	277,4	235,2	230,8	179,2	145,0	131,9	118,0	186,2	192,9	218,2	2421,6
1986	243,3	253,6	273,2	247,0	227,9	173,1	133,7	128,9	136,4	184,5	178,7	217,3	2397,6
1987	241,6	251,7	297,9	268,1	249,5	167,7	154,8	134,1	139,6	164,8	192,2	201,5	2463,5
1988	224,3	273,1	295,1	261,7	268,1	159,2	125,2	0,0	134,6	181,2	192,9	210,4	2325,8
1989	249,2	261,3	291,2	267,4	268,0	186,6	145,0	0,0	128,1	176,5	224,5	222,8	2420,6
1990	218,4	251,4	338,9	248,3	240,7	176,5	0,0	0,0	138,4	173,5	188,9	225,3	2200,3
1991	269,6	259,0	295,7	232,7	155,3	165,3	141,4	0,0	145,4	155,5	192,3	213,4	2225,6
1992	235,0	278,6	327,7	299,6	266,4	174,9	0,0	148,4	159,6	185,1	191,8	233,5	2500,6
1993	282,3	281,4	293,1	266,1	251,0	199,0	152,9	157,7	148,1	180,6	178,4	241,3	2631,9
1994	250,7	246,8	326,7	300,2	0,0	218,8	173,9	131,1	139,9	154,4	191,1	235,4	2369,0
1995	260,8	292,3	345,6	259,8	219,1	207,8	0,0	125,9	163,6	174,5	199,2	226,9	2475,5
1996	262,7	261,0	333,4	0,0	0,0	177,0	0,0	0,0	126,4	0,0	222,6	223,4	1606,5
1997	274,6	277,6	326,3	0,0	0,0	0,0	168,9	138,6	146,0	171,9	200,7	237,2	1941,8
1998	258,1	301,2	355,9	0,0	217,6	182,8	0,0	0,0	135,8	181,3	209,3	218,2	2060,2
1999	241,7	241,9	0,0	271,7	241,0	218,7	142,9	121,7	141,5	157,5	173,4	207,2	2159,2
2000	205,0	267,4	286,6	259,6	0,0	156,2	136,7	135,0	115,1	163,3	198,0	219,9	2142,8
2001	251,3	276,3	301,3	293,7	231,7	176,2	147,4	0,0	130,3	189,8	194,4	249,7	2442,1
2002	268,1	274,4	326,8	263,4	253,9	197,9	161,2	118,9	135,2	160,4	191,4	241,5	2593,1
Moyenne	248,3	267,9	309,3	265,0	237,2	183,3	149,0	134,2	137,8	172,7	194,8	223,8	2501,5*

Source : Direction de la météorologie

Années	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total annuel ETP PENMAN (mm)
1973	175,2	176,7	189,4	164,4	131,2	97,1	92,6	92,9	114,7	156,6	168,8	165,7	1725,3
1974	165,9	168,3	188,6	159,3	132,1	93,4	79,7	90,4	106,5	149,1	166,1	175,3	1674,7
1975	187,1	171,4	195,6	155,2	119,8	96,5	80,1	94,1	110,1	151,7	168,0	168,6	1698,2
1976	175,9	171,5	190,8	166,6	125,0	89,6	89,3	99,0	118,2	134,1	157,7	166,3	1684,0
1977	182,8	174,3	195,9	174,8	130,3	100,0	90,5	93,9	117,3	166,0	183,0	193,9	1802,7
1978	205,4	195,5	204,0	160,7	128,0	92,9	85,6	102,8	122,5	149,2	171,8	183,5	1801,9
1979	200,8	190,4	212,5	175,1	123,7	92,0	88,1	100,1	117,0	156,1	179,9	195,6	1831,3
1980	191,9	198,5	222,9	182,1	136,6	102,8	95,6	100,7	127,3	163,2	170,8	180,1	1872,5
1981	165,5	0,0	188,6	173,6	167,1	156,3	134,5	128,7	133,6	166,1	0,0	157,9	1571,9
1982	168,1	0,0	161,4	163,7	168,8	149,1	135,2	119,8	132,9	153,5	150,7	156,0	1659,2
1983	166,1	0,0	180,9	178,3	168,5	139,8	137,9	131,3	129,3	160,5	158,0	150,0	1700,6
1984	180,7	205,5	189,7	174,6	131,1	97,8	95,8	103,9	111,7	149,1	159,3	160,5	1759,7
1985	154,6	0,0	166,5	161,6	170,5	142,1	126,4	125,9	119,9	151,5	150,8	146,0	1615,8

1986	156,7	0,0	0,0	0,0	158,7	144,6	129,8	123,2	126,7	0,0	143,7	147,9	1131,3
1987	154,7	0,0	172,3	170,5	175,7	143,9	138,5	126,9	135,0	150,9	151,0	151,9	1671,3
1988	149,5	0,0	173,0	168,7	172,2	126,8	122,9	120,2	128,4	158,3	149,8	157,0	1626,8
1989	161,2	0,0	168,6	180,8	182,0	149,2	130,2	116,1	125,8	150,2	151,7	150,0	1665,8
1990	154,5	0,0	176,6	173,1	173,0	145,4	129,3	128,2	133,2	154,8	155,8	0,0	1523,9
1991	159,9	154,8	183,1	170,4	136,5	144,5	132,9	120,4	135,5	145,9	148,5	149,0	1781,4
1992	156,0	165,3	172,8	180,2	174,5	140,9	137,2	131,7	137,0	155,5	140,0	149,7	1840,8
1993	164,9	154,9	181,7	184,0	181,3	161,2	142,8	140,8	133,1	155,0	153,5	159,3	1912,5
1994	169,1	153,5	186,8	183,4	181,6	163,6	148,9	130,4	130,6	145,6	149,8	155,8	1899,1
1995	157,0	152,5	183,0	173,0	170,2	160,4	140,3	124,8	141,5	150,8	147,0	155,7	1856,2
1996	155,7	159,5	181,5	176,4	172,3	149,9	147,7	131,6	121,9	151,4	146,9	145,9	1840,7
1997	158,7	152,6	177,6	170,9	179,8	145,1	149,4	136,1	130,2	152,0	153,2	154,3	1859,9
1998	160,9	163,0	189,7	188,3	173,4	151,7	142,9	128,9	125,5	157,1	152,4	155,4	1889,2
1999	161,8	149,1	183,0	177,4	180,9	163,3	136,5	130,8	123,0	145,2	149,4	150,1	1850,5
2000	159,6	162,5	177,4	187,1	167,8	147,0	137,1	130,1	121,7	153,0	153,5	144,1	1840,9
2001	150,4	149,4	177,3	186,2	172,0	150,2	139,0	126,7	127,9	158,6	151,5	161,8	1851,0
2002	165,7	154,1	188,4	177,5	179,9	153,1	140,8	122,2	133,0	149,3	153,7	172,9	1890,6
Moyenne	167,2	167,8	184,8	173,7	158,8	133,0	122,6	118,4	125,7	153,1	156,4	160,7	
Moyenne journalière	5,39	5,99	5,96	5,79	5,12	4,43	3,95	3,82	4,19	4,94	5,21	5,18	1744,3

Source : Direction de la météorologie

TEMPERATURE MINIMALE (Station de Gaoua)

Années	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy.
1973	19,4	23,1	24,3	24,9	23,8	22,4	21,7	21,2	21,1	21,9	20,1	19,0	21,9
1974	18,3	20,8	24,1	24,3	23,4	22,1	21,3	21,3	20,4	21,2	19,4	17,6	21,2
1975	17,3	20,0	23,3	24,1	23,1	21,6	20,5	20,4	20,7	20,9	19,3	18,8	20,8
1976	17,9	21,2	23,0	23,2	22,8	21,0	**	20,7	20,8	20,7	20,0	17,5	20,8*
1977	20,3	20,7	23,5	25,7	23,6	22,1	**	21,1	21,2	21,6	19,0	**	21,9*
1978	19,1	22,3	24,7	24,0	23,1	21,8	21,3	21,4	20,8	21,4	20,0	19,1	21,6
1979	20,2	20,1	24,5	25,2	23,4	22,0	21,5	21,6	21,2	22,1	**	**	22,2*
1980	**	22,5	24,8	**	**	22,8	21,9	**	21,7	**	**	18,2	22,0*
1981	17,3	22,4	24,2	24,9	23,8	22,8	21,7	21,5	21,2	22,3	20,4	18,7	21,8
1982	17,4	21,5	23,1	24,3	24,1	22,6	21,4	21,4	21,5	21,6	19,6	18,2	21,4
1983	16,9	22,1	24,4	26,1	24,3	22,6	22,0	21,8	21,6	22,3	20,9	19,3	22,0
1984	18,6	20,2	25,2	25,9	24,2	22,9	21,6	21,5	21,3	21,8	21,1	17,8	21,8
1985	20,0	21,1	25,5	25,0	24,2	22,0	21,0	21,3	21,0	21,8	20,6	17,8	21,8
1986	17,1	22,4	24,3	24,9	23,8	22,2	21,6	20,9	20,9	21,2	19,5	17,0	21,3

1987	19,5	22,0	24,1	25,6	25,0	22,9	22,2	21,6	22,0	22,2	20,9	19,2	22,3
1988	18,7	21,6	25,6	25,7	24,5	22,0	21,1	21,6	21,7	21,8	20,4	17,9	21,9
1989	17,5	20,1	23,2	24,9	23,8	22,1	21,5	21,6	20,9	21,5	20,7	19,4	21,4
1990	19,6	20,6	23,0	25,4	23,4	22,6	21,6	21,6	21,0	21,9	22,0	21,1	22,0
1991	19,7	22,9	25,5	24,4	23,0	23,4	21,9	21,5	21,5	21,1	20,5	19,0	22,0
1992	18,2	21,7	22,8	25,1	24,1	22,4	21,7	21,8	21,4	21,4	18,4	14,3	21,1
1993	15,0	18,0	23,4	25,4	24,5	22,8	22,2	21,8	21,7	22,0	21,3	16,2	21,2
1994	16,7	19,2	23,6	25,7	24,7	23,4	22,7	22,5	22,2	21,9	17,2	14,3	21,2
1995	14,1	16,8	24,3	25,5	24,2	23,1	22,5	22,1	22,4	22,0	18,0	17,1	21,0
1996	16,1	20,3	24,4	25,4	24,3	22,7	22,4	22,0	21,9	21,4	16,2	14,9	21,0
1997	16,8	17,2	22,8	24,4	24,7	22,6	22,4	22,4	22,5	22,5	19,4	15,7	21,1
1998	15,7	20,2	21,4	26,6	25,4	23,3	22,7	22,0	22,2	22,4	19,0	17,4	21,5
1999	17,7	19,1	**	24,7	24,2	23,4	22,4	22,4	21,5	21,7	20,0	14,7	21,1*
2000	19,2	16,3	20,9	24,9	24,1	22,6	22,1	21,8	21,7	22,1	19,5	14,8	20,8
2001	13,8	16,3	22,8	26,3	24,5	23,1	22,8	22,2	22,2	21,9	19,5	15,6	20,9
2002	16,9	17,9	25,8	25,9	25,5	23,6	23,0	22,1	22,3	22,0	18,9	15,4	21,6
Moy.	17,8*	20,4	23,9*	25,1*	24,1*	22,6	21,9*	21,6*	21,5	21,7*	19,7*	17,4*	21,5*

Source : Direction de la météorologie

TEMPERATURE MAXIMALE (Station de Gaoua)

Années	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy.
1973	34,9	37,7	37,3	37,4	34,4	32,6	30,4	29,6	31,2	34,5	35,7	33,9	34,1
1974	32,7	36,0	36,5	36,0	34,9	32,1	29,1	29,1	29,9	33,1	34,9	33,8	33,2
1975	33,1	36,6	37,1	34,9	32,9	32,0	29,1	29,5	30,5	33,8	35,4	34,3	33,3
1976	32,7	35,3	36,8	36,1	33,5	30,5	**	29,9	31,0	31,2	34,0	34,5	33,2*
1977	35,0	36,4	36,9	36,5	33,9	31,5	**	28,9	30,9	34,2	36,1	**	34,0*
1978	35,6	37,9	36,7	35,0	33,3	30,8	28,8	30,4	31,2	32,8	35,0	35,5	33,6
1979	35,9	37,2	37,5	37,4	33,2	30,5	29,7	29,9	30,7	34,1	**	**	33,6*
1980	35,6	36,6	38,5	**	**	31,9	29,9	**	31,5	**	**	33,1	33,9*
1981	34,0	37,4	37,2	36,2	33,8	32,8	29,9	30,0	31,4	35,1	35,7	35,7	34,1
1982	34,0	35,4	35,5	35,0	34,3	32,1	30,8	29,0	31,7	33,2	34,3	33,5	33,2
1983	31,7	36,7	38,4	37,8	34,6	31,5	30,4	30,0	31,0	35,7	36,2	35,0	34,1
1984	34,5	36,3	37,4	37,2	34,4	32,3	30,6	30,8	30,5	33,6	35,2	32,9	33,8
1985	34,8	35,7	37,3	35,8	34,8	31,5	29,3	29,6	30,3	34,9	36,1	32,7	33,6

1986	33,7	37,2	37,2	36,8	34,4	31,7	29,7	29,5	30,4	33,3	34,3	33,3	33,5
1987	35,6	37,9	38,0	38,2	36,0	32,6	31,8	30,2	32,1	34,1	36,6	34,1	34,8
1988	33,4	37,2	38,2	36,9	35,5	30,6	29,2	29,2	31,2	35,2	35,6	33,2	33,8
1989	33,4	35,2	36,5	37,1	36,3	32,0	30,1	28,9	30,8	33,8	36,2	34,2	33,7
1990	33,6	36,3	38,8	36,9	35,2	32,8	30,4	30,5	31,8	34,5	36,2	35,6	34,4
1991	36,2	38,3	38,6	36,2	31,8	32,7	30,4	29,8	32,5	32,9	36,1	34,6	34,2
1992	33,1	37,5	37,7	37,3	34,8	31,4	30,0	29,9	31,6	34,7	33,7	35,1	33,9
1993	32,9	36,8	37,0	36,8	35,3	33,4	30,9	31,0	31,6	34,6	35,8	34,4	34,2
1994	33,9	36,6	38,1	37,2	35,4	32,8	31,3	29,7	31,1	32,8	35,2	33,6	34,0
1995	33,3	36,0	38,1	36,4	35,1	33,2	30,9	30,4	32,5	33,8	35,5	34,6	34,2
1996	36,5	37,4	38,3	36,6	34,9	32,2	31,4	30,4	30,6	34,1	35,6	35,6	34,5
1997	36,1	35,8	37,5	36,1	36,0	32,0	30,9	30,8	31,9	34,1	36,1	35,1	34,4
1998	34,7	38,7	39,2	38,2	34,9	33,6	31,3	30,2	31,0	34,1	36,4	35,0	34,8
1999	35,1	35,7	**	37,1	35,6	33,7	30,2	29,4	30,5	32,8	35,5	34,6	33,7*
2000	35,3	34,8	37,8	36,8	34,8	32,1	30,3	30,3	30,6	33,6	36,0	34,3	33,9
2001	34,8	35,9	38,3	37,8	35,1	32,0	31,0	29,9	30,9	34,8	35,8	36,1	34,4
2002	33,8	36,5	38,9	36,9	35,7	32,5	31,3	29,4	31,1	33,0	35,6	35,0	34,1
Moy.	34,3	36,6	37,6*	36,7*	34,6*	32,1	30,3*	29,9*	31,1	33,9*	35,5*	34,4*	34,0*

Source : Direction de la météorologie

ANNEXE 6: NOTE DE CALCUL DES CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

❖ Calcul de l'indice de compacité K_G

Appelé également coefficient de forme ou coefficient de GRAVELUS, il est calculé par la formule suivante :

$$K_G = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{S}} = 0,282 \times \frac{14,50}{\sqrt{6,382}} = 1,62$$

❖ Calcul de la longueur du rectangle équivalent

C'est la longueur qu'aurait un rectangle de même surface S et de périmètre P. Elle est calculée par la formule suivante :

$$L = \frac{K \times \sqrt{S}}{1,128} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K} \right)^2} \right] = \frac{1,62 \sqrt{6,382}}{1,128} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{1,62} \right)^2} \right] = 6,225 \text{ km}$$

❖ Pente moyenne I_{moy}

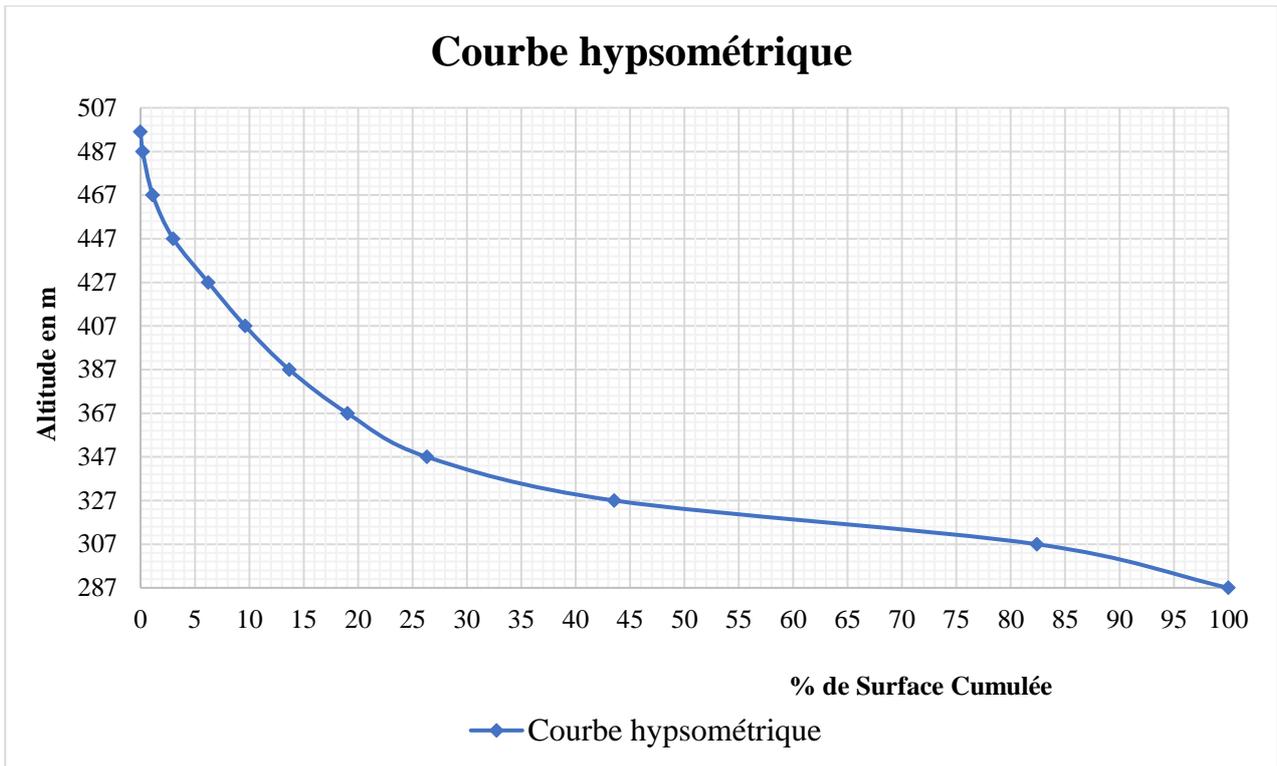
C'est le rapport de la dénivelée entre le point le plus haut et celui du plus bas du bassin versant et la racine carrée de la superficie du même bassin versant. Il est calculé de la manière suivante :

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}} = \frac{496 - 287}{\sqrt{6,382}} = 82,731 \text{ m/km}$$

❖ Courbe hypsométrique, Indice global de pentes et pentes transversales

Après la délimitation du bassin versant et génération des courbes de niveau, nous avons procédé au calcul des surfaces en adoptant comme équidistance 20 m entre les courbes de niveau avec le logiciel Global Mapper. Ainsi, on obtient les résultats suivants :

Altitude (m)	Surface cumulée (km ²)	% Surface cumulée
496,00	0,000	0,00
487,00	0,013	0,20
467,00	0,072	1,12
447,00	0,192	3,01
427,00	0,397	6,22
407,00	0,614	9,62
387,00	0,873	13,68
367,00	1,214	19,02
347,00	1,680	26,32
327,00	2,780	43,56
307,00	5,259	82,40
287,00	6,382	100,00



Le tracé de la courbe hypsométrique nous a permis de déterminer les altitudes à 5% et 95% pour le calcul de l'indice global des pentes par la formule suivante :

$$I_g = \frac{Alt_{5\%} - Alt_{95\%}}{L} = \frac{435 - 294}{6,225} = 22,65 \text{ m/km}$$

Les pentes transversales **It** sont calculées en quatre points différents. Ensuite nous avons fait une pondération pour obtenir une seule valeur d'indice de pente transversale. Les résultats obtenus sont :

N° Points	Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Longueur (Km)	It (m/km)
1	403,707	294,097	1,896	57,811181
2	486,627	299,672	1,987	94,089079
3	325,42	300	1,488	17,083333
4	442,592	308,644	1,38	97,063768
Valeur moyenne				66,51184

Après calcul de It moyenne, on remarque que celle-ci est trop différente (> à 20%) de la pente longitudinale (Ig), on calcule alors un indice global de pente corrigé (Igccorr) qui vaut :

$$I_{gcorr} = \frac{(n - 1)I_g + I_t}{n} = \frac{(3 - 1) \times 22,65 + 66,51}{3} = 37,27 \text{ m/km}$$

$n = 2$ pour $L < 5 \text{ km}$, $n = 4$ pour $25 \text{ km} < L < 50 \text{ km}$

$n = 3$ pour $5 \text{ km} < L < 25 \text{ km}$, $n = 6$ pour $L > 50 \text{ km}$

❖ Densité de drainage D_d

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des cours d'eau dans le bassin versant et de la superficie de celui-ci. La longueur totale des cours d'eau est déterminée par le logiciel QGIS qui donne **9,30 km**.

$$D_d = \frac{\sum I_i}{S} = \frac{9,30}{6,382} = 1,46 \text{ km/km}^2$$

❖ Dénivelé spécifique D_s

C'est le produit de l'indice global des pentes I_g par la racine carrée de la superficie du bassin versant S .

$$D_s = I_{gcorr} \times \sqrt{S} = 37,27 \times \sqrt{6,382} = 94,16 \text{ m}$$

On a D_s est compris entre 50 m et 100m, on a à faire à un relief modéré.

❖ Classification du bassin versant

- Superficie de 6,382 km² : Très petit bassin versant selon le bulletin FAO 54 1996 ;
- Bassin versant de pente longitudinale moyenne de 37,27 m/km compris entre 20 m/km et 50 m/km : Bassin est de classe, selon la Méthode ORSTOM, R5 : Pentés fortes généralement rencontrées dans les régions de collines ;
- Par ailleurs en se référant au type de sols le plus souvent rencontrés qui sont des sols ferrugineux tropicaux peu lessivés et lessivés avec trois sous-groupes que sont : Les sols sablo-argileux, les sols argilo-sableux et les sols gravillonnaires, nous pouvons mettre ce bassin dans la classe d'infiltrabilité RI selon la Méthode ORSTOM.
- Nous retenons que la classe de notre bassin est de **type R5RI** selon la classification de RODIER et AUVREY.

ANNEXE 7: NOTE DE CALCUL DES CRUES ET APPORTS

Données caractéristiques du bassin versant et celles climatiques

Situation	Afrique de l'Ouest
Surface	6,382 Km ²
Pluviométrie moyenne annuelle	850 mm < 1061,62 mm < 1200 mm : Régime tropical sèche
Pluie journalière décennale	100,90 mm
Pluie journalière centennale	142
Pente moyenne	82,731 m/km
Indice global des pentes corrigé	37,27 m/km
Indice de compacité	1,62

A. DETERMINATION DE LA CRUE DECENNALE SELON LA METHODE ORSTOM

a. CALCUL DE LA CRUE DECENNALE SELON LA METHODE ORSTOM

$$Q_{r10} = \left(A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}} \right) * 16,7$$

❖ Détermination du coefficient de G. VUILLAUME A et du coefficient α_{10}

$A = 1 - 0.001 * (9 * \log_{10}(T) - 0.042 * P_{an} + 152) * \log_{10}(S)$ avec T : 10 ans ; P_{an} : 1061,62 mm ;
S : 6,382 Km²

AN : $A = 0.91$

Quant à la valeur du coefficient de pointe α_{10} on l'a pris égale à **2.6**

❖ Détermination de K_{r10} pour un indice global pente de 37,27 m/km

Sa valeur est déterminée par interpolation linéaire entre la valeur de K_{r70} (pour P_{10} : **70 mm** et de K_{r100} (pour P_{10} : **100 mm**) qui sont fonction de l'indice global de pente (Ig) et de l'indice d'infiltrabilité (RI) dans notre cas.

- Détermination de K_{r70}

Pour $I_g = 7$ m/km, on a: $K_{r70} = \frac{200}{20+S} + 18,5 = 26,08\%$

Pour $I_g = 15$ m/km, on a: $K_{r70} = \frac{250}{20+S} + 21,7 = 31,18\%$

De ce qui précède, on a par extrapolation linéaire :

$I_g = 37,27$ m/km ; $Kr70 = 45,38\%$

• **Détermination de Kr_{100}**

Pour $I_g = 7$ m/km, on a: $K_{r100} = \frac{240}{30+S} + 22 = 28,60\%$

Pour $I_g = 15$ m/km, on a: $K_{r100} = \frac{325}{30+S} + 26 = 34,93\%$

De ce qui précède, on a par extrapolation linéaire :

$I_g = 37,27$ m/km ; $Kr_{100} = 52,55\%$

Conclusion : Des valeurs de **Kr_{100}** et de **Kr_{70}** on détermine la valeur de **Kr_{10}** (pour **$P_{10} = 100,90$ mm**) par extrapolation linéaire. Ainsi on trouve : **$Kr_{10} = 52,77\%$**

❖ **Calcul du volume de ruisselé décennal**

$$V_{r10}(\text{m}^3) = 10^3 * A * P_{10}(\text{mm}) * K_{r10} * S(\text{km}^2) = 1000 * 0,91 * 100,9 * 0,5277 * 6,382$$

$$V_{r10}(\text{m}^3) = \mathbf{309226,3204}$$

❖ **Détermination de la valeur du temps de base T_{b10}**

Sa valeur est déterminée par extrapolation linéaire entre les valeurs de **T_{b10}** pour $I_g = 15$ m/km et pour $I_g = 30$ m/km selon la check-list 2a.

✓ Pour $I_g = 15$ m/km, on a: **$T_{b10} = 75 * S^{0,36} + 28 = 201,17$ min**

Correction selon la check-list 2a

Pour $S = 6,382$ km², on a: $T_b' = 1,29045 * T_b = \mathbf{259,60}$ min par interpolation entre $S = 10$ km² et $S = 2$ km².

✓ Pour $I_g = 30$ m/km, on a: **$T_{b10} = 35 * S^{0,36} + 20 = 88,21$ min**

Correction selon la check-list 2a

Pour $S = 6,382$ km², on a: $T_b' = 1,435675 * T_b = \mathbf{126,64}$ min

✓ Pour $I_g = 37,27$ m/km, on a $T_{b10} = 62,20$ min par extrapolation linéaire

❖ **Détermination de la valeur du temps de monté T_{m10}**

En zone tropicale sèche, sa valeur est déterminée par la relation suivante :

$$T_{m10} = 0,33 T_{b10} = 0,33 * 62,2 = 20,733 \text{ min}$$

❖ **Calcul de Q_{r10}**

$$Q_{r10} = \left(A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}} \right) * 16,7$$

$$Q_{r10} = \left(0,91 * 100,9 * 0,5277 * 2,6 * \frac{6,382}{62,2} \right) * 16,7 = 215,862 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination de la crue décennale selon ORSTOM**

Nous avons ici un bassin versant de 6,382 km² de classe d'infiltrabilité RI en zone tropicale sèche.
Donc:

$$Q_{10} = 1,05 * Q_{r10} = 1,05 * 215,862 = 226,6551 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Calcul du volume de crue décennal V_{c10}**

$$V_{c10} = V_{r10} + 0,05 * Q_{r10} * T_{b10} = 309226,3204 + 0,05 * 215,862 * 62,20 * 60$$

$$V_{c10}(\text{m}^3) = 349\,506,1696$$

b. CALCUL DE LA CRUE DECENNALE SELON LA METHODE CIEH

C'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. Les données nécessaires à l'application de cette méthode sont les suivants :

S : Surface du bassin versant en km² ;

Pan : Pluie annuelle moyenne en mm ;

Ig : Indice global de pente en m/km ;

Kr₁₀ : Coefficient de ruissellement en % ;

La formule donnant le débit décennal est donnée par la formule suivant :

$Q_{10} = a * S^b * I_{gcorr}^c * K_{r10}^d * P_{an}^e * \dots$ Avec a, b, c, d et e des coefficients d'ajustement déterminés par régressions multiples.

On utilisera pour notre cas trois (03) équations de régressions les plus susceptibles d'approcher la crue décennale en fonction des paramètres les plus représentatifs que sont S, Ig, Kr₁₀. Elles présentent un nombre d'échantillons et un coefficient de corrélation élevés et se situent dans la zone pluviométrique et géographique de BURKINA FASO.

Equation N°39 : Découpage par pays ou groupe de pays en fonction de S, et Kr₁₀.

$$Q_{10} = 0,410 * S^{0,425} * K_{r10}^{0,923}$$

Equation N°40 : Découpage par pays ou groupe de pays en fonction de S, Ig, Kr₁₀.

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

Equation N°42 : Découpage par pays ou groupe de pays en fonction de S, Ig, Kr₁₀.

$$Q_{10} = 0,0912 \times S^{0,643} \times I_g^{0,399} \times K_{r10}^{1,019}$$

Le calcul donne :

Paramètres	Valeurs	Valeurs de Q10 en m3/s par équation			Q10 en m3/s retenu
		N°39	N°40	N°42	
S (km ²)	6,382	35,05	41,35	72,23	72,23
Igcorrigé (m/km)	37,27				
Kr10 (%)	52,77				
Dd (km ⁻¹)	1,46				

Des débits calculés par les différentes équations, nous retiendrons pour la méthode CIEH, le maximum des résultats des équations N°39, N°40 et N°42 qui donnent des résultats voisins soit **Q₁₀ = 72,23 m3/s**

B. CALCUL DE LA CRUE DU PROJET

❖ Calcul du coefficient majorateur C

$$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_{b10}}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}} = 1 + \frac{142 - 100,9}{100,9} \times \frac{\left(\frac{62,2}{24 * 60}\right)^{0,12}}{0,5277}$$

$$C = 1,53$$

❖ Calcul de la crue centennale Q100

La crue centennale est calculée suivant la formule ci-après :

$$Q_{100} = C * Q_{10}$$

Méthodes	Q ₁₀ (m ³ /s)	C	Q ₁₀₀ (m ³ /s)
ORSTOM	226,6551	1,53	346,78
CIEH	72,23	1,53	110,51

Du fait de l'écart élevé entre les deux valeurs de Q₁₀₀, nous retiendrons la valeur moyenne des résultats des deux méthodes ci-dessus comme crue de projet **Q_P = 228,645 m³/s**.

❖ Hydrogramme de crue schématique

$$\frac{Q}{Q_{max}} = \frac{2}{\alpha T_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha T_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}} = \frac{2}{2.6} * \frac{62,20 - 2.6 * 20,733}{62,20 - 2 * 20,733} = 0,31$$

On a: Q = 0,31 Q_{max} = 0,31 * 228,645

$$Q = 70,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q en m ³ /s	0	228,645	70,88	0
Temps en min	0	20,733	41,466	62,20

Le temps de montée étant très faible, nous allons adopter un hydrogramme de crue schématique de forme pointue.

❖ Laminage de crue

Deux méthodes seront utilisées pour le laminage de crue. Il s'agit :

- **Méthode de l'équation de continuité : Abaques**

Nous allons nous fixer une hauteur déversante Z_e et calculer les rapports suivants :

$$\frac{A * Z_e}{Q_c * T_m} \text{ et } \frac{Z_e}{a} \text{ et on lit le rapport } \frac{Q_e}{Q_c} \text{ sur un abaque.}$$

T_m : temps de montée(s)

A : surface du plan d'eau à la cote de déversement en m²

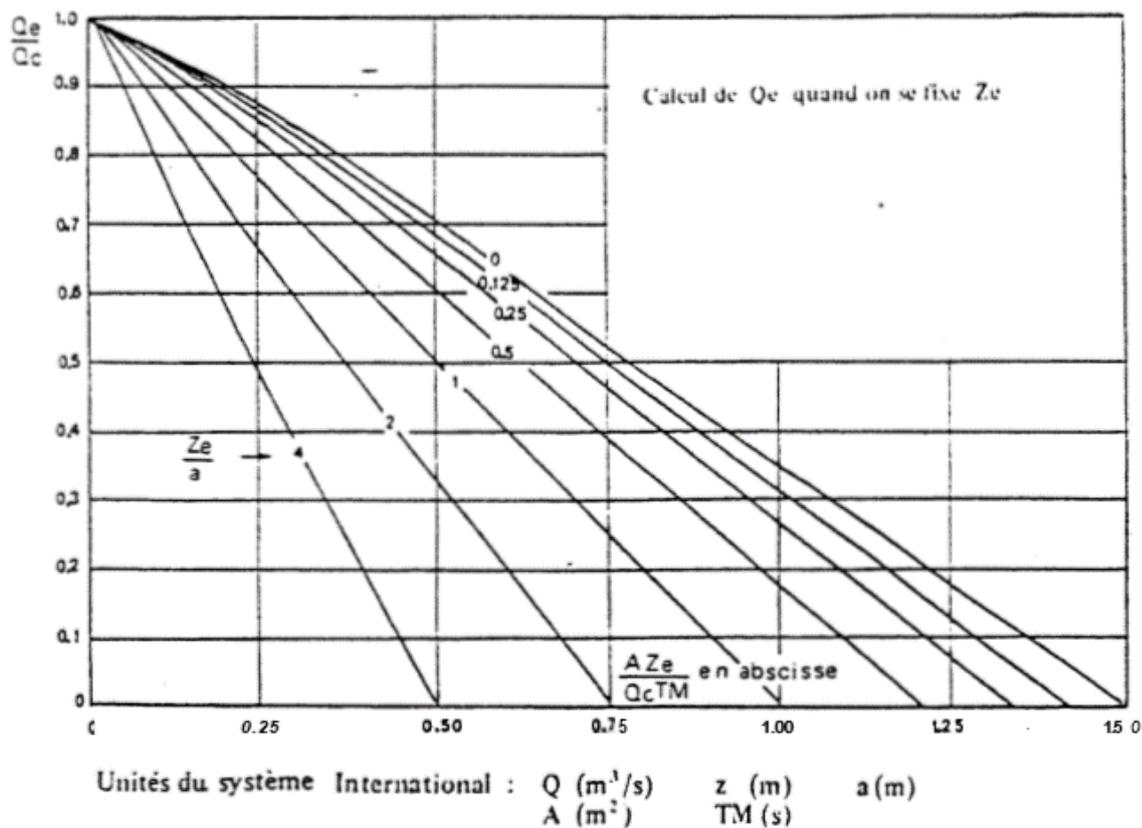
a : hauteur au-dessus du seuil tel qu'à cette hauteur la surface du plan d'eau passe à 2 A en m

Q_e : Débit à évacuer en m³/s

Q_c : Débit de projet calculé plus haut en m³/s

En considérant le déversoir en fonctionnement dénoyé, les paramètres sont :

Paramètres	Valeurs	$\frac{Z_e}{a}$	$\frac{A * Z_e}{Q_c * T_m}$	$\frac{Q_e}{Q_c}$	Q _e (m ³ /s)
T _m (s)	1244	0,27	0,71	0,49	112,04
A (m ²)	250524				
a (m)	2,97				
m	0,492				
Z _e = h (m)	0,80				
Q _c (m ³ /s)	228,645				



Avec le débit de pointe de la crue laminée Q_e on a :

$$Q_e = m L \sqrt{2g} \times h^{3/2} \text{ et on déduit } L = 71,85 \text{ m}$$

- Méthode du coefficient « X₀ » ou méthode EIER-CIEH

C'est une méthode itérative pour la détermination de la longueur d'un déversoir en fonctionnement dénoyé. On procède comme suit :

$$Q = m L \sqrt{2g} h^{3/2} \Rightarrow L = \frac{Q}{m * \sqrt{2g} * h^{3/2}}$$

En tenant compte de l'effet de laminage on réduit la longueur déversante sans augmenter le risque de submersion du barrage.

Nous utilisons pour le laminage : **la méthode du coefficient « x₀ » ou méthode EIER-CIEH.**

$$L_1 = \frac{\beta_1 Q_{cmax}}{m \sqrt{2g} h^{3/2}} \text{ avec } \beta_1 = 1 \text{ soit } L_1 = 146,63 \text{ m}$$

$$X_{01} = \frac{m^2 X_g X_L^2 X_{Q_{cmax}} X_{T_m^3}}{S^3} \quad \text{avec} \quad Q_{cmax} = Q_p = 228,645 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{soit} \quad X_{01} = \frac{0,492^2 * 9,81 * 146,63^2 * 228,645 * 1244^3}{250524^3} = 1,43$$

$\log_{10}(1,43) = 0,1553 \Rightarrow \beta_2 = 59\%$ (coefficient de laminage déterminé à partir l'abaque figure a).

$$Q_{emax1} = \beta_2 * Q_{cmax} = 134,901$$

Q _{projet} (m ³ /s)	228,65		L	X₀	Log10(X₀)	β	Q_e (m³/s)
T_m(s)	1244,00					1	228,645
S (m²)	250524,00		146,63	1,43	0,1551	0,59	134,901
g	9,81		86,51	0,50	-0,3032	0,59	134,901
m	0,492		86,51	0,50	-0,3032	0,59	134,901
h	0,80		86,51	0,50	-0,3032	0,59	134,901
a	2,97		86,51	0,50	-0,3032	0,59	134,901
			86,51	0,50	-0,3032	0,59	134,901

Nous remarquons que dès la première itération, β_2 est inférieur au rapport $\frac{Q}{Q_{cmax}} = 63\%$ donné en fonction de la superficie du bassin versant et la courbe du régime tropical (abaque figure b). Ainsi nous avons décidé de prendre $\beta_2=63\%$. Ce qui nous donne $Q_{emax1} = \beta_2 * Q_{cmax} = 0,63 * 228,645 = 144,05 \text{ m}^3/\text{s}$.

Avec le débit $144,05 \text{ m}^3/\text{s}$ on a une longueur déversante du déversoir $L = 92,38 \text{ m}$, mais pour des raisons d'exécution sur le terrain nous prendrons **L = 95 m** et le débit laminé correspondant vaut **Q_e= 147,54 m³/s**.

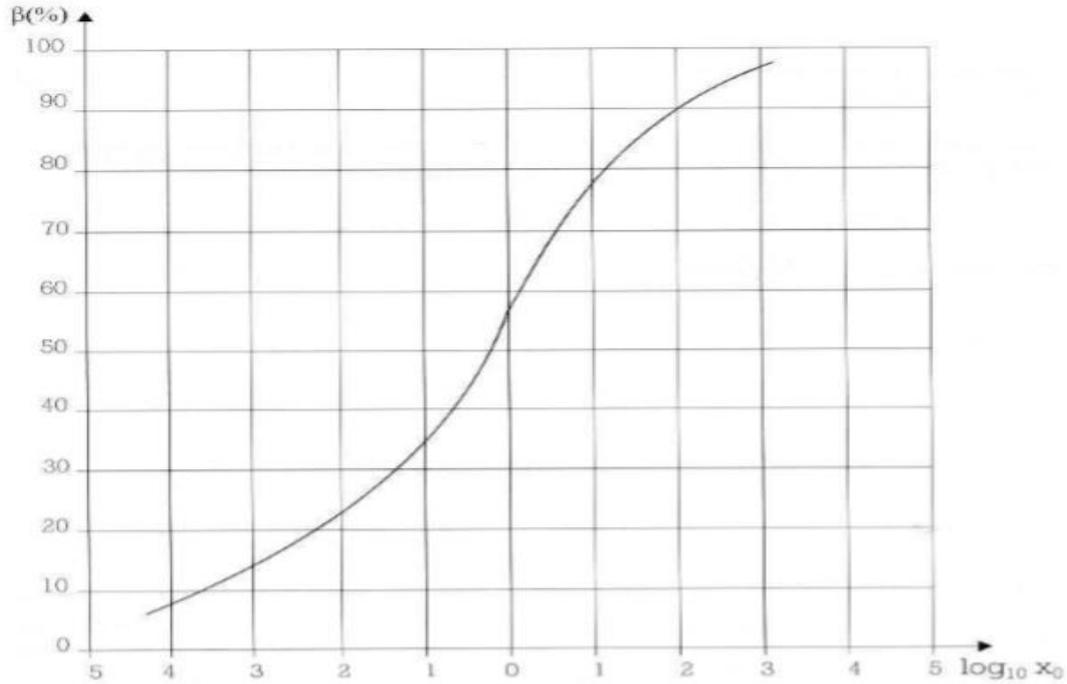


Figure a : Abaque de lecture de β en fonction de $\log_{10}(X_0)$: (Source : Harouna KARAMBIRI et Ismaïla GUEYE, Cours de Petits barrages en terre, 2006-2007)

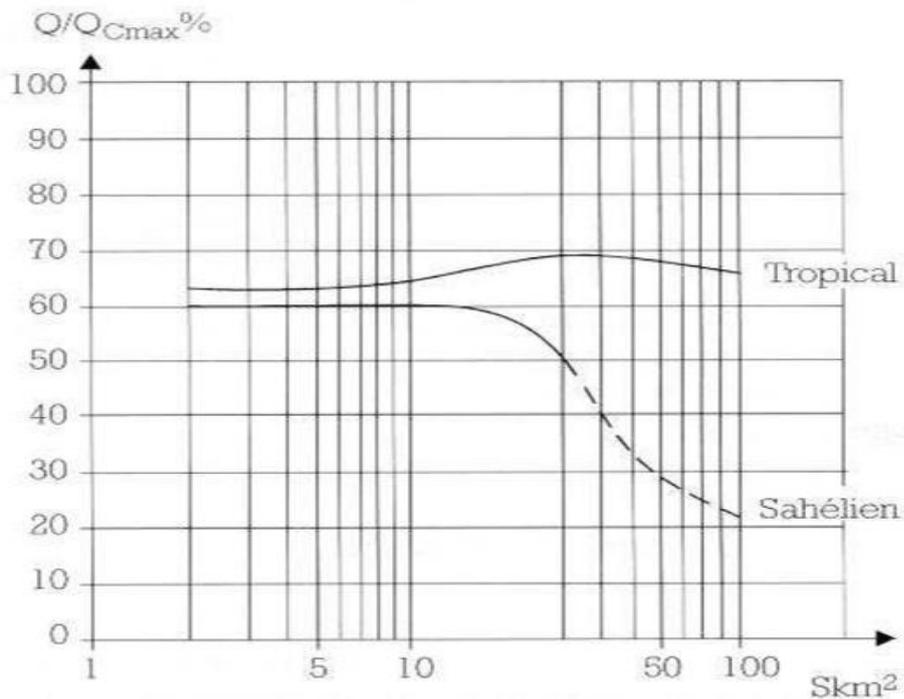


Figure b : Abaque de validité de l'effet de laminage de la méthode « X_0 » en fonction de la superficie du bassin versant : (Source : Harouna KARAMBIRI et Ismaïla GUEYE, Cours de Petits barrages en terre, 2006-2007)

Conclusion partielle : Des deux méthodes, nous retiendrons les résultats trouvés avec la méthode X_0 .

C. CALCUL DE LA CRUE DE SECURITE

➤ **Détermination des paramètres de la droite d'ajustement des pluies journalières**

$$P \text{ (mm)} = X_0 + s * U \text{ avec } U = -\ln(-\ln(F))$$

$$s = 0,780 * \sigma = 0,780 * 22,45 = 17,511 \text{ et } X_0 = 71,58 - 0,577 * s = 71,58 - 0,577 * 17,511 = 61,48$$

T	F	U	X ₀	S	Pluies maximales journalières (mm)
100000	0,99999	11,5129205	61,48	17,511	263,08275
50000	0,99998	10,8197683	61,48	17,511	250,944962
25000	0,99996	10,1266111	61,48	17,511	238,807087
20000	0,99995	9,90346255	61,48	17,511	234,899533
10000	0,9999	9,21029037	61,48	17,511	222,761395
5000	0,9998	8,51709318	61,48	17,511	210,622819
2000	0,9995	7,60065241	61,48	17,511	194,575024
1000	0,999	6,90725507	61,48	17,511	182,432944
500	0,998	6,21360726	61,48	17,511	170,286477
400	0,9975	5,99021324	61,48	17,511	166,374624
200	0,995	5,29581214	61,48	17,511	154,214966
100	0,99	4,60014923	61,48	17,511	142,033213
50	0,98	3,90193866	61,48	17,511	129,806848
20	0,95	2,97019525	61,48	17,511	113,491089
10	0,9	2,25036733	61,48	17,511	100,886182

➤ **Détermination des paramètres de la droite d'ajustement des lames d'eau ruisselées**

$$L_r(T) = L_0 + s * U(T) \text{ avec } s = 17,511$$

Pour T = 10 on a : $V_{r10} = 309\,226,3204 \text{ m}^3$ soit $L_{r10} = 48,46 \text{ mm}$

Ainsi $L_0 = L_{r10} - s * U(T) = 48,46 - 17,511 * 2,25 = 9,0538$

$$L_r(T) = 9,0538 + 17,511 * U(T)$$

➤ **Détermination de la crue de sécurité**

$$V_r(T)(m^3) = 10 * L_r(T)(mm) * S_{bv}(ha)$$

$$Q_{\text{moy}}(T)(\text{m}^3/\text{s}) = \frac{V_t(T)(\text{m}^3)}{T_b(\text{s})} \text{ et } K_p = \frac{Q_{100}}{Q_{\text{moy}100}}$$

T	F	U	L _r (mm)	S _{bv} (ha)	V _r (T)	T _b (h)	Q _{moy} (T)	K _p	Q _p (T)
100000	0,99999	11,5129205	210,65655	638,2	1344410,1	1,03666667	360,238506	1,49212272	537,52
50000	0,99998	10,8197683	198,518762	638,2	1266946,74	1,03666667	339,481978	1,49212272	506,55
25000	0,99996	10,1266111	186,380887	638,2	1189482,82	1,03666667	318,7253	1,49212272	475,58
20000	0,99995	9,90346255	182,473333	638,2	1164544,81	1,03666667	312,043089	1,49212272	465,61
10000	0,9999	9,21029037	170,335195	638,2	1087079,21	1,03666667	291,285963	1,49212272	434,63
5000	0,9998	8,51709318	158,196619	638,2	1009610,82	1,03666667	270,528087	1,49212272	403,66
2000	0,9995	7,60065241	142,148824	638,2	907193,797	1,03666667	243,085155	1,49212272	362,71
1000	0,999	6,90725507	130,006744	638,2	829703,037	1,03666667	222,321285	1,49212272	331,73
500	0,998	6,21360726	117,860277	638,2	752184,287	1,03666667	201,549916	1,49212272	300,74
400	0,9975	5,99021324	113,948424	638,2	727218,843	1,03666667	194,860354	1,49212272	290,76
200	0,995	5,29581214	101,788766	638,2	649615,907	1,03666667	174,066427	1,49212272	259,73
100	0,99	4,60014923	89,6070131	638,2	571871,958	1,03666667	153,234715	1,49212272	228,645

La crue de sécurité est la crue qui a une lame d'eau immédiatement supérieure à la revanche totale du barrage. Donc on adopte une crue de sécurité de $Q_{10000} = 434,63 \text{ m}^3/\text{s}$.

D. CALCUL DE LA CRUE DE RUPTURE

Selon le Comité International des Grands Barrages (CIGB), la Crue de rupture d'un barrage peut être approchée par la formule suivante :

$$Q_{\text{rupt}} = 2 * l * (a + 0,20)^{1,5} + 0,15 * L = 2 * 95 * (1,6 + 0,20)^{1,5} + 0,15 * 195 = 488,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

L = Longueur de la digue sans le déversoir en m

l = Longueur du déversoir en m

a = Revanche totale qui est la somme de la charge au-dessus du déversoir ajoutée à la revanche libre en m.

La lame d'eau correspondant à la crue de rupture est donnée par la formule suivante :

$$L_{r,\text{rupt}}(\text{mm}) = \frac{Q_{\text{rupt}}(\text{m}^3/\text{s}) * T_b(\text{s})}{10 * K_p * S_{bv}(\text{ha})}$$

Ainsi pour une crue de rupture de $488,10 \text{ m}^3/\text{s}$ on a une lame d'eau de rupture de $191,289 \text{ mm}$ dont la période de retour est supérieure à 25000 ans.

E. DETERMINATION DES APPORTS LIQUIDES

- Calcul du déficit d'écoulement D

Formule de TURC : $D = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{L^2}}}$ avec $L = 300 + 25 * T + 0,05 * T^3$

P en mm : Quantile calculé en fonction de la période de retour

T en °C : Température moyenne annuelle de la zone d'étude

- **Calcul du coefficient d'écoulement K_e**

$$K_e = \frac{P - D}{P}$$

- **Calcul des apports liquides**

Apports liquide = $10 * K_e * P$ (mm) * S_{bv} (ha) avec $S_{bv} = 638,2$ ha

Période de retour		F	Quantiles P (mm)	D (mm)	K_e	Apports liquide (m ³)
Années humides	10000	0,9999	1662,17	1333,33	0,1978	2098689,871
	2000	0,9995	1593,00	1300,34	0,1837	1867785,323
	1000	0,9990	1560,66	1284,31	0,1771	1763663,216
	200	0,9950	1477,62	1241,34	0,1599	1507935,656
	100	0,9900	1437,34	1219,52	0,1515	1390104,664
	50	0,9800	1393,32	1194,93	0,1424	1266119,701
	20	0,9500	1327,28	1156,53	0,1287	1089731,032
	10	0,9000	1268,59	1120,84	0,1165	942915,9994
	5	0,8000	1197,49	1075,60	0,1018	777930,217
	3	0,6667	1131,1	1031,30	0,0882	636897,3779
Année moyenne	2	0,5000	1061,62	982,80	0,0743	503021,716
Années sèches	3	0,3000	977,002	920,72	0,0576	359176,5831
	5	0,2000	925,741	881,50	0,0478	282345,8479
	10	0,1000	854,647	825,09	0,0346	188632,2677
	20	0,0500	795,953	776,77	0,0241	122403,2384
	50	0,0200	729,913	720,56	0,0128	59704,51045
	100	0,0100	685,895	682,03	0,0056	24697,4292
	200	0,0050	645,614	646,04	-0,0007	-2717,421897
	1000	0,0010	562,569	569,76	-0,0128	-45872,38605
	2000	0,0005	530,235	539,33	-0,0172	-58035,00722
	10000	0,0001	461,065	472,96	-0,0258	-75919,25673

ANNEXE 8 : NOTE DE CALCUL : DEVERSOIR - BASSIN DE DISSIPATION – CHENAL D'EVACUATION – BAJOYERS

A. CONCEPTION DES ELEMENTS PRINCIPAUX DU DEVERSOIR

Déversoir central	Forme trapézoïdale réalisé en béton cyclopéen dosé à 250 kg/m ³
Longueur du déversoir	L= 95,00 m, composée de 19 plots de 5 m. Les plots extrêmes étant solidaires aux murs bajoyers. Joint WATERSTOP entre les plots.
Lame d'eau déversante h	0,80 m
Fondation	Argile (Roche homogène et isotrope avec fissuration)
Hauteur du déversoir (H _d)	6,00 m
Largeur en crête du déversoir (l _d)	1,00 m

B. DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR

$\gamma_{\text{séd.}}$	20 KN/m ³
Hauteur des sédiments (h _{séd.})	1,50 m
γ_b	24 KN/m ³
Résistance à la compression du béton en 28 jours (f _{c28})	20 MPa
Nature des sédiments	Sable
Déversoir central	Forme trapézoïdale réalisé en béton cyclopéen dosé à 250 kg/m ³
Longueur du déversoir	L= 95,00 m, composée de 19 plots de 5 m. Les plots extrêmes étant solidaires aux murs bajoyers
Joint WATERSTOP entre les plots.	
Lame d'eau déversante h	0,80 m
Fondation	Argile (Roche homogène et isotrope avec fissuration)
Hauteur du déversoir (H _d)	6,00 m
Largeur en crête du déversoir (l _d)	1,00 m
Ka	1/3

Tan(ϕ)	0,65
---------------	------

a) Etude de la stabilité externe

Nous allons déterminer la valeur de l'angle α qui permet d'assurer les stabilités au glissement et au renversement

❖ Détermination de α qui vérifie la stabilité au glissement

La stabilité au glissement est assurée si et seulement si : $\sum F_{poussées} \leq \sum F_{résistantes \text{ aux poussées}}$

$$\text{Soit } F_G = \frac{(W-U) \cdot \tan(\phi)}{P_e + P_t} \geq 1,2$$

- La poussée hydrostatique externe en amont du déversoir (P_e)

$$P_e = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H_r^2 + \gamma_w \times H_r \times h$$

$$P_e = \frac{1}{2} \times 10 \times H_r^2 + 10 \times H_r \times 0,80$$

$$P_e = 5H_r^2 + 8H_r$$

- La poussée des terres P_t

$$P_t = \frac{1}{2} \times \gamma_{séd.} \times h_{séd.}^2 \times K_a \text{ avec } K_a = 1/3$$

$$P_t = \frac{1}{2} \times 20 \times 1,5^2 \times \frac{1}{3}$$

$$P_t = 7,5 \text{ kN/m}$$

- Les sous pressions (U)

$$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times b_2 \times (2 \times h + H_r) \text{ Avec } b_2 = 1 + H_r \cdot \tan(\alpha)$$

$$U = 5 \times H_r^2 \times \tan(\alpha) + 8 \times H_r \times \tan(\alpha) + 5 \times H_r + 8$$

- Le poids propre du déversoir (W)

$$W = \gamma_b \times S \times 1 \text{ avec } S = H_r + \frac{1}{2} \times H_r^2 \times \tan(\alpha)$$

$$W = 24 \times (H_r + \frac{1}{2} \times H_r^2 \times \tan(\alpha))$$

$$W = 24 \times H_r + 12 \times H_r^2 \times \tan(\alpha)$$

Calcul de W-U

$$W - U = 24H_r + 12H_r^2 \tan(\alpha) - 5H_r^2 \tan(\alpha) - 8H_r \tan(\alpha) - 5H_r - 8$$

$$W - U = 19 \times H_r + (7 \times H_r^2 - 8 \times H_r) \tan(\alpha) - 8$$

Calcul de P_e + P_t

$$P_e + P_t = 5H_r^2 + 8H_r + 7,5$$

Ainsi :

$$F_G = \frac{(W-U) \cdot \tan(\phi)}{P_e + P_t} \geq 1,2 \text{ Implique } \frac{(19 \times H_r + (7 \times H_r^2 - 8 \times H_r) \tan(\alpha) - 8) \cdot \tan(\phi)}{5 \times H_r^2 + 8 \times H_r + 7,5} \geq 1,2$$

Ce qui donne après réduction :

$$\alpha_g \geq \tan^{-1} \left(\frac{6H_r^2 - 2,75H_r + 14,2}{4,55H_r^2 - 5,2H_r} \right)$$

Avec $H_r = H_d = 6,00$ m, on aboutit à $\alpha_g \geq 58,18^\circ$

❖ Détermination de α qui vérifie la stabilité au renversement

La stabilité au renversement est assurée si et seulement si : $F_R = \frac{\sum M_B(W-U)}{\sum M_B(P_e + P_t)} \geq 1,5$

- **Moment de W par rapport au point B en fonction de la hauteur utile de la retenue**

$M_B(W) = W * (b_2 - x_{Gou})$ avec $b_2 = 1 + H_r \tan(\alpha)$; $W = 12H_r^2 \tan(\alpha) + 24H_r$ et

$$x_{Gou} = \frac{\sum x_{Gi} * S_i}{\sum S_i} = \frac{0,5 + \frac{H_r^2}{6} \tan^2(\alpha) + 0,5H_r \tan(\alpha)}{1 + 0,5H_r \tan(\alpha)}$$

$$M_B(W) = 8H_r^3 \tan^2(\alpha) + 24H_r^2 \tan(\alpha) + 12H_r$$

- **Moment de P_e par rapport au point B en fonction de la hauteur utile de la retenue**

$M_B(P_e) = P_{e1} \times \frac{1}{3} \times H_r + P_{e2} \times \frac{1}{2} H_r$ avec $P_{e1} = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H_r^2$ et $P_{e2} = \gamma_w \times H_r \times h$

$$M_B(P_e) = \frac{5}{3} \times H_r^3 + 4 \times H_r^2$$

- Moment de P_t par rapport au point B en fonction de la hauteur utile de la retenue

$$M_B(P_t) = P_t \times \frac{1}{3} \times d \text{ avec } d = \frac{1}{3} * h_{séd.}$$

$$M_B(P_t) = 3,75 \text{ kN/m}$$

- Moment de U par rapport au point B en fonction de la hauteur utile de la retenue

$$M_B(U) = U_1 d_1 - U_2 d_2 ; U_1 = \gamma_w (H_r + h) * b_2 ; d_1 = \frac{b_2}{2} ; U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w H_r b_2 ; d_2 = \frac{b_2}{3}$$

$$M_B(U) = \frac{1}{2} * \gamma_w (H_r + h) * (1 + H_r \tan(\alpha))^2 - \frac{1}{6} * \gamma_w H_r * (1 + H_r \tan(\alpha))^2$$

$$M_B(U) = \left(\frac{10}{3} * H_r^3 + 4 * H_r^2 \right) * \tan^2(\alpha) + \left(\frac{20}{3} * H_r^2 + 8 * H_r \right) * \tan(\alpha) + \frac{10}{3} * H_r + 4$$

- Calcul de $M_B(W - U)$

$$M_B(W - U) = \left(\frac{14}{3} H_r^3 - 4 H_r^2 \right) \tan^2(\alpha) + \left(\frac{52}{3} H_r^2 - 8 H_r \right) \tan(\alpha) + \frac{26}{3} H_r - 4$$

- Calcul de $M_B(P_e + P_t)$

$$M_B(P_e + P_t) = \frac{5}{3} * H_r^3 + 4 * H_r^2 + 3,75$$

$$\frac{\sum M_B(W-U)}{\sum M_B(P_e+P_t)} \geq 1,5 \text{ Implique que :}$$

$$\left(\frac{14}{3} H_r^3 - 4 H_r^2 \right) \tan^2(\alpha) + \left(\frac{52}{3} H_r^2 - 8 H_r \right) \tan(\alpha) + \frac{26}{3} H_r - \frac{5}{2} H_r^3 - 6 H_r^2 - 9,625 \geq 0$$

Si on pose $X = \tan(\alpha)$, on obtient à une inéquation de la forme : $K_1 * X^2 + K_2 * X + K_3 \geq 0$. La résolution de cette inéquation avec $H_r = 6,00 \text{ m}$ donne : $\alpha_R \geq 32,40^\circ$.

Conclusion partielle

Pour la stabilité externe (glissement et renversement), nous allons prendre une valeur de $\alpha = 60^\circ$ car avec cette valeur $F_G = 1,27 > 1,2$ et $F_R = 7,16 > 1,5$.

b) Etude de la stabilité interne

Il s'agit de vérifier si la non fissuration et la non rupture du déversoir sont assurées avec l'angle $\alpha = 60^\circ$ retenu plus haut.

❖ Vérification de la non fissuration

La non fissuration est vérifiée si :

$$\sigma_{\min} \geq 0 \text{ Ce qui implique que } |e| \leq \frac{b_2}{6} \text{ avec } e = x_{\text{Gou}} + y_{\text{Gou}} \times \frac{P_e}{W-U} - \frac{b_2}{2}$$

$$b_2 = 1 + H_r \times \tan(\alpha) = 1 + 6 \tan(60) = \mathbf{11,40 \text{ m}}$$

$$x_{\text{Gou}} = \frac{0,5 + \frac{H_r^2}{6} \tan^2(\alpha) + 0,5 H_r \tan(\alpha)}{1 + 0,5 H_r \tan(\alpha)}$$

$$x_{\text{Gou}} = \frac{0,5 + \frac{6^2}{6} \tan^2(60) + 0,5 * 6 * \tan(60)}{1 + 0,5 * 6 * \tan(60)}$$

$$x_{\text{Gou}} = \mathbf{3,82 \text{ m}}$$

$$y_{\text{Gou}} = \frac{H_r + \frac{1}{3} H_r^2 \tan(\alpha)}{2 + H_r * \tan(\alpha)} = \frac{6 + \frac{1}{3} \times 6^2 \times \tan(60)}{2 + 6 \times \tan(60)}$$

$$y_{\text{Gou}} = \mathbf{2,16 \text{ m}}$$

$$W - U = 19 \times H_r + (7 \times H_r^2 - 8 \times H_r) \tan(\alpha) - 8$$

$$W - U = \mathbf{459,34 \text{ KN/ml}}$$

$$P_e + P_t = 5H_r^2 + 8H_r + 7,5$$

$$P_e + P_t = \mathbf{235,50 \text{ kN/ml}}$$

$$e = 3,82 + 2,16 \times \frac{235,50}{459,34} - \frac{11,40}{2}$$

$$e = \mathbf{-0,77 \text{ m or } \frac{b_2}{6} = 1,90 \text{ m}}$$

On remarque que : $|e| < \frac{b_2}{6} = 1,90 \text{ m}$. Donc la non fissuration est vérifiée.

❖ Vérification de la non rupture

La non rupture est vérifiée si :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{lim,béton}} \text{ avec } \sigma_{\max} = \left(\frac{W-U}{b_2}\right) \times \left(1 + \frac{6 \cdot |e|}{b_2}\right) = \left(\frac{459,34}{11,40}\right) \times \left(1 + \frac{6 \cdot 0,77}{11,40}\right) = 0,05662 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{lim,béton}} = 0,3f_{c28} = 0,3 \times 20 = 6 \text{ MPa}$$

Ainsi $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{lim,béton}}$, on conclue que la non rupture est assurée.

Conclusion totale sur les études de stabilités du déversoir

En considérant un angle α qui vaut 60° les stabilités externes (glissement et renversement) et interne (fissuration et rupture) sont vérifiées.

c) Le poids du mètre linéaire de déversoir

$$W = 24H_r + 12H_r^2 \tan(\alpha)$$

$$W = 24 \times 6 + 12 \times 6^2 \tan(60) = 892,26 \text{ kN/m}$$

$$W = \mathbf{9892,26 \text{ kN/ml}}$$

C. DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE DISSIPATION

a. Calcul des profondeurs normale et crique dans le chenal d'évacuation

La profondeur normale est calculée avec la formule de Manning Strickler

$$Q_e = K_s \times \sqrt{I} \times \frac{(y_n \times L)^{\frac{5}{3}}}{(L + 2 \times m \times y_n)^{\frac{2}{3}}}$$

Q_e : débit à évacuer après laminage : $147,538 \text{ m}^3/\text{s}$;

y_n : Tirant d'eau normal (Profondeur normale) en m ;

I : Pente longitudinale du chenal d'évacuation : $0,0005$;

m : Fruit de berges égal à 1 (section rectangulaire) ;

L : Largeur au plafond du chenal d'évacuation 95 m

K_s : Coefficient de rugosité de Manning Strickler, pris égal à 50 (Terre très irrégulière avec herbe)

En utilisant la méthode de la débitance résolut avec le solveur de Excel, on a : $y_n = \mathbf{1,23 \text{ m}}$

Méthode de la débitance : $\frac{Q_e}{\sqrt{I}} = K_s \cdot \sqrt[3]{\frac{S^5}{P^2}}$ avec $S = L \times y_n$ et $P = L + 2 \times y_n$

Le tirant d'eau critique est calcul avec la formule suivante :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q_e}{L} \right)^2}$$

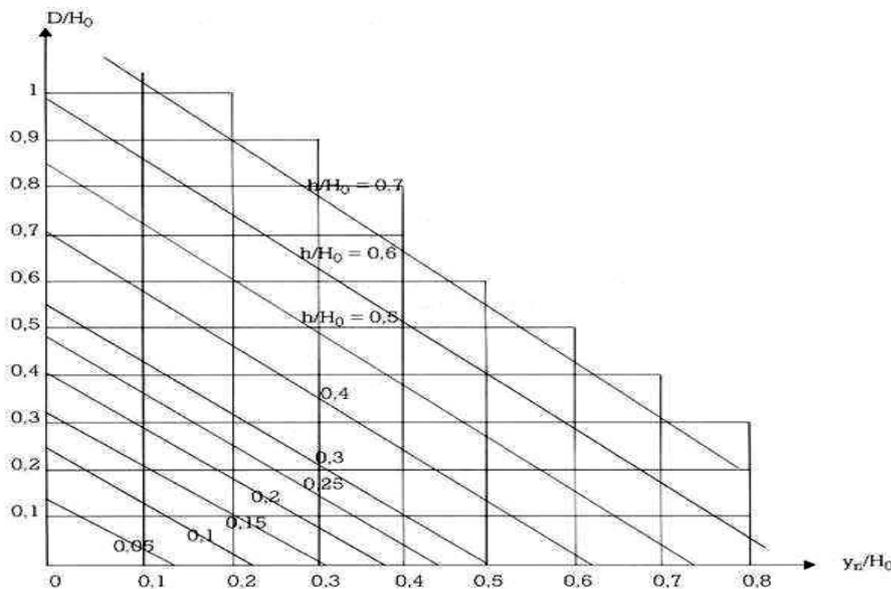
On obtient $y_c = 0,626 \text{ m}$

Conclusion : y_n est supérieur à y_c . On a donc un écoulement fluvial.

b. Calcul de l'enfoncement D du bassin de dissipation

On calcul les rapports : $\frac{y_n}{H_0} = \frac{1,23}{6} = 0,21$ et $\frac{h}{H_0} = \frac{0,8}{6} = 0,13$

Les conditions $0,05 \leq \frac{h}{H_0} \leq 0,7$ et $0,1 \leq \frac{y_n}{H_0} \leq 0,8$ étant remplies, l'abaque ci-dessus nous permet de lire le rapport $\frac{D}{H_0}$ en fonction de $\frac{h}{H_0}$ et $\frac{y_n}{H_0}$



On déduit $D = 0,09 \cdot H_0 = 0,09 \times 6 = 0,54 \text{ m}$. Nous retenons un enfoncement **D = 0,55 m**.

c. Détermination du type de bassin de dissipation et sa longueur

✓ Calcul de la vitesse V_0 de l'eau sur le seuil du déversoir

$$V_0 = \frac{Q}{L \times h} = \frac{147,538}{95 \times 0,8} = 1,94 \text{ m/s}$$

$$V_0 = 1,94 \text{ m/s}$$

✓ **Hauteur H**

$$H = D + H_0 = 0,55 + 6 = 6,55 \text{ m}$$

✓ **Détermination de V et y1**

La vitesse d'entrée V dans le bassin de dissipation est fonction du tirant d'eau avant le ressaut y1. Les deux paramètres seront déterminés par résolution avec solveur Excel à partir des deux égalités suivantes.

$$\text{Formule de BERNOULLI : } V = \sqrt{2g \times (0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - y1)} \text{ et } V = \frac{q}{y1}$$

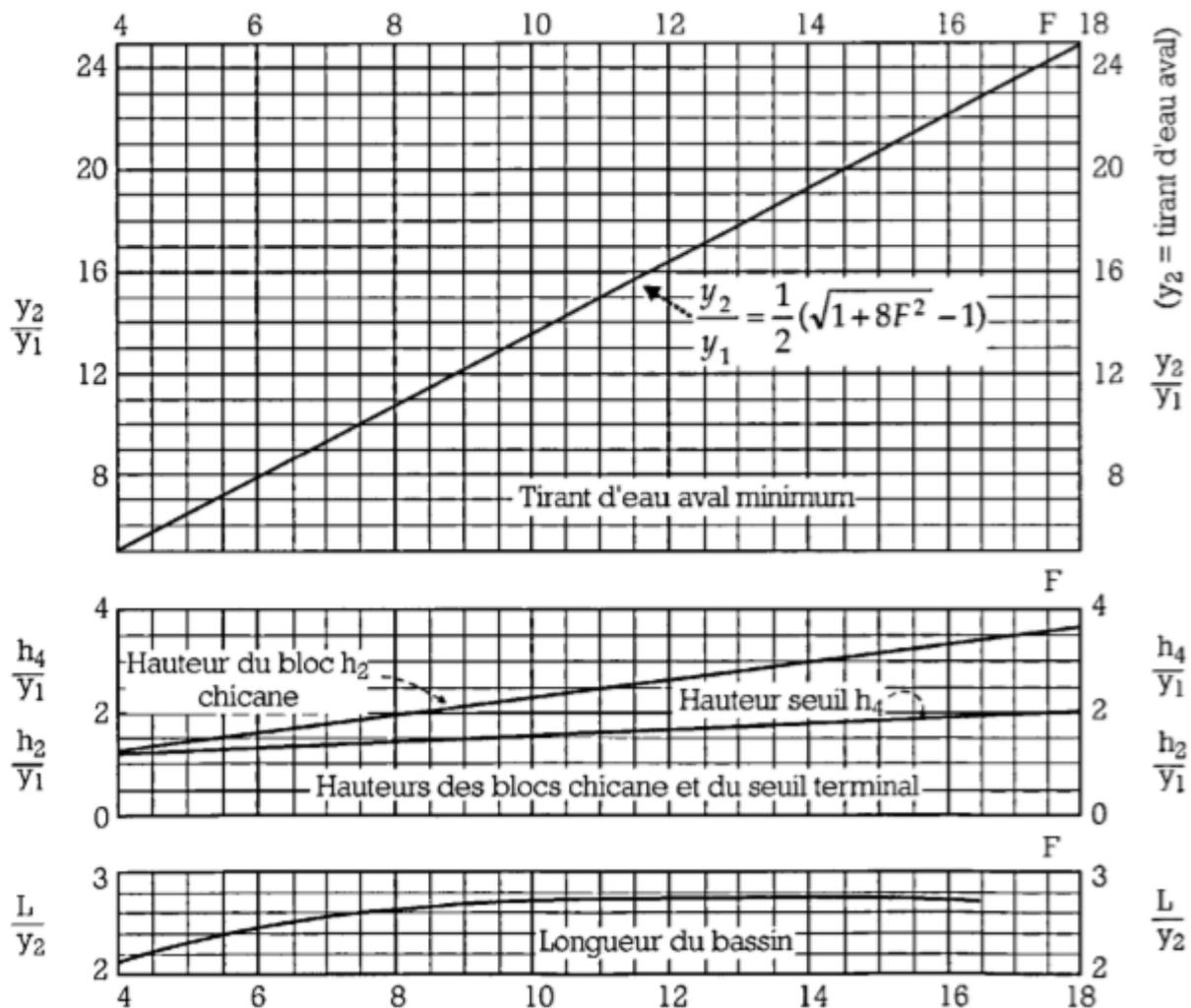
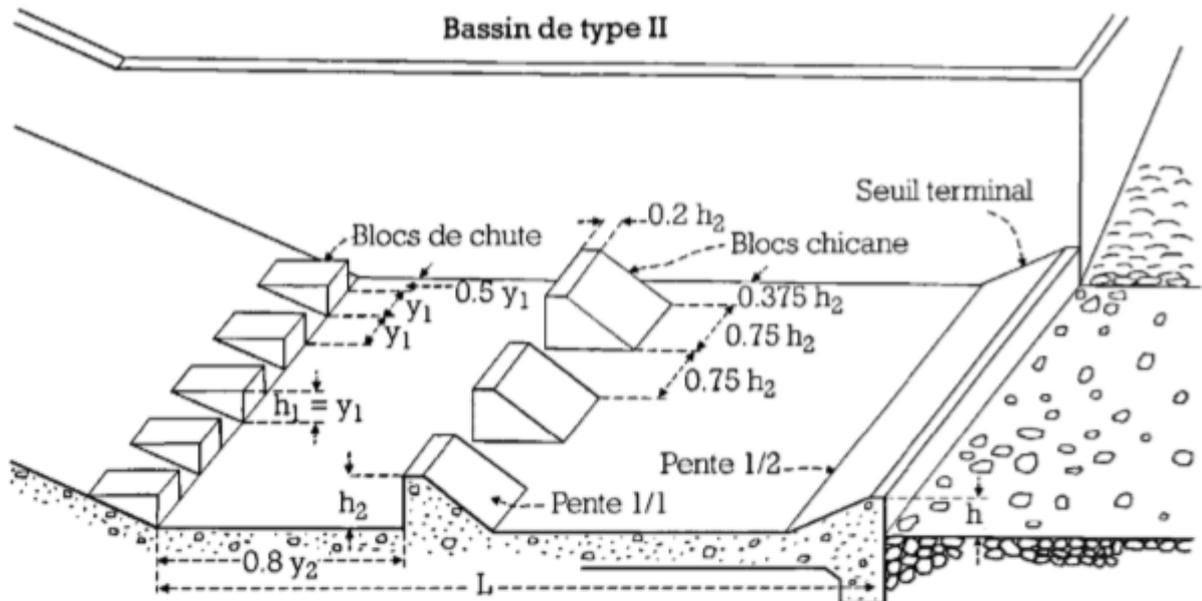
On aboutit à : y1 = 0,14 m et V = 11,46 m/s

✓ **Détermination du nombre de Fraude F**

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy1}} = \frac{11,46}{\sqrt{9,81 \times 0,14}} = 9,94$$

Conclusion :

F = 9,94 > 4.5 et V = 11,46 m/s < 15 m/S. On considère un bassin de dissipation de type II USBR



✓ **Détermination du tirant d'eau après le ressaut y_2**

y_2 sera déterminé à partir du calcul du ratio : y_2/y_1

$$\frac{y_2}{y_1} = 0,5 \left(\sqrt{1 + 8 \times F^2} - 1 \right) = 13,57 \text{ soit } y_2 = 1,84 \text{ m}$$

✓ **Détermination de la longueur L_b du bassin de dissipation**

L_b sera déterminée par la lecture sur un abaque du ratio en fonction du nombre de Froude : $\frac{L_b}{y_2} =$

2,7

Longueur du bassin de dissipation					Type de bassin de dissipation
F	y_2 (m)	L_b/y_2	L_b (m)	L_b retenue (m)	Type II USBR
9,94	1,84	2,7	4,97	5,50	

NB : $\frac{L_b}{y_2}$ est déterminé à partir de l'abaque ci-dessus.

✓ **Les blocs chicanes**

Largeur : $l_2 = 0,75 \times h_2$,

Espacement $e_2 = 0,75 \times h_2$,

Épaisseur en crête : $b_2 = 0,20 \times h_2$

Les blocs chicanes							
F	y_1	h_2/y_1	Pente	Hauteur h_2 (m)	Largeur (m)	Espacement (m)	Épaisseur (m)
9,94	0,14	2,25	V/H=1/1	0,32	0,24	0,24	0,064

NB : $\frac{h_2}{y_1}$ est déterminé à partir de l'abaque ci-dessus.

✓ **Les blocs de chute**

Les blocs de chute (abaque)			
F	Hauteur $h_1 = y_1$ (m)	Largeur (m)	Espacement (m)
9,94	0,14	0,14	0,14

✓ **Seuil terminal**

Seuil terminal du bassin				
F	y1 (m)	h4/y1	Pente	Hauteur h4 (m)
9,94	0,14	1,5	2H/1V	0,21

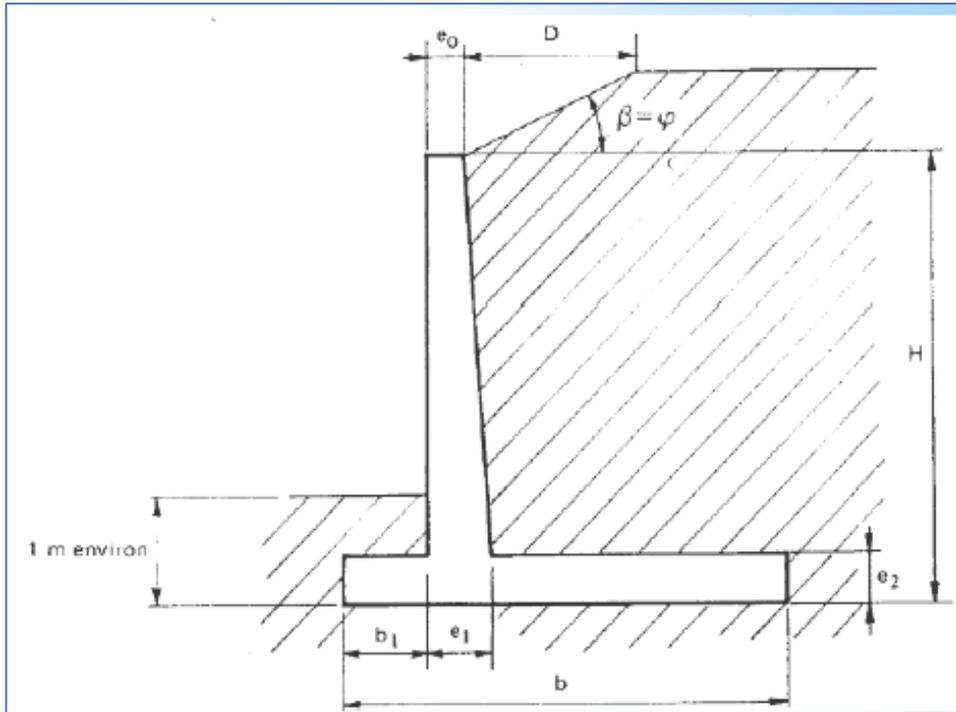
NB : $\frac{h_4}{y_1}$ est déterminé à partir de l'abaque ci-dessus.

D. CONCEPTION DES MURS BAJOYERS

Désignations	Valeurs
Poids volumique du béton γ_b (KN/m ³)	25
Poids volumique de l'argile plastique γ_{ar} (KN/m ³)	18
Cohésion de l'argile plastique (argile molle)	10
Angle de frottement interne	17°
Coefficient de poussée active k_a	0.33
Contrainte admissible du sol q_{adm} (bar)	2.0

❖ **Prédimensionnement du mur**

La hauteur de la digue vaut 7,10 m ; en intégrant l'ancrage du mur on prendra une hauteur du mur de soutènement égale à 7,65 m.



$$e_0 = \frac{H}{24} = \frac{7,65}{24} = 0,32 \text{ m}$$

Nous retenons $e_0 = 0,35 \text{ m}$

$$e_1 = e_0 = 0,35 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{H}{12} = 0,64 \text{ m. On retient } 0,65 \text{ m}$$

$$b = 0,20 + 0,45H = 3,64 \text{ m. On retient } b = 3,70 \text{ m}$$

Le talon b_1 est compris entre $H/8$ et $H/5$ soit $b_1 = 1,00 \text{ m}$

$$b_2 = b - b_1 - e_1 = 3,70 - 1 - 0,35 = 2,35 \text{ m.}$$

Désignation	Valeurs
Hauteur du remblai argileux H (m)	7,65
Longueur du mur bajoyer L (m)	33,00
Epaisseur de la crête du voile e_1 (m)	0,35
Epaisseur de la base du voile e_2 (m)	0,35

Epaisseur de la semelle e3 (m)	0,65
Largeur de la semelle B (m)	3,70
Largeur du patin de la semelle b1 (m)	1,00
Largeur du talon de la semelle b2 (m)	2,35
β	0

ANNEXE 9: NOTE DE CALCUL DE LA DIGUE DU BARRAGE DE LOTO

A. CONCEPTION DES ELEMENTS DE LA DIGUE

a. Calcul de la revanche

Formule de MALLET et de PAQUANT

$$R = A \left[h_v + \frac{v_v^2}{2g} \right] \text{ avec } g = 9,81 \text{ m/s}^2 \text{ et } h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} [f(\text{Km})^{0.5}] \text{ et } v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v$$

A : Coefficient de sécurité pris égal à 0,75

f = 1 km appelé « fetch » et mesuré sur le fond topographique avec le logiciel Covadis en considérant la côte du plan normale (PEN) à 295,00 m.

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * 1^{0,5} = \mathbf{0,83 \text{ m}}$$

$$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \times 0.83 = \mathbf{2,05 \text{ m/s}}$$

$$R = 0.75 \left[0.83 + \frac{2.05^2}{2 \times 9.81} \right]. \text{ Ce qui donne : } \mathbf{R = 0.78 \approx 0,80 \text{ m}}$$

b. Calcul de la hauteur de la digue (Côte de calage de la crête)

$$\text{Côte}_{\text{digue}} = \text{Côte}_{\text{déversoir}} + h + R = 295 + 0,8 + 0,8$$

$$\text{Côte}_{\text{digue}} = \mathbf{296,60 \text{ m}}$$

La côte du terrain naturel (TN) étant de 289,50 m, on calcul :

$$H_{\text{max,digue}} = \text{Côte}_{\text{digue}} - \text{Côte}_{\text{TN}} = 296,60 - 289,50$$

$$\mathbf{H_{\text{max,digue}} = 7,10 \text{ m}}$$

c. La largeur en crête de la digue

La largeur en crête est calculée avec les formules suivantes :

$$l_c = \frac{1}{3} * H_{\text{max,digue}} = \frac{1}{3} * 7,10 = 2,37 \text{ m}$$

$$l_c = 1,65 * H_{\text{max,digue}}^{\frac{1}{2}} = 1,65 * 7,10^{0,5} = 4,40 \text{ m}$$

$$l_c = 3,6 * H_{\text{max,digue}}^{\frac{1}{3}} - 3 = 1,65 * 7,10^{0,5} = 3,92 \text{ m}$$

Des trois résultats, on retient comme largeur de crête soit **4,50 m**.

d. Vérification de la largeur en crête de la digue

Formule de KNAPPEN

$$L_c \text{ (m)} = 1.65 * H_{\max, \text{digue}}^{\frac{1}{2}} = 1.65 * 7,10^{\frac{1}{2}} = \mathbf{4,40}$$

Formule de PREECE

$$l_c \text{ (m)} = 1.1 * H_{\max, \text{digue}}^{\frac{1}{2}} + 1 = 1,1 * 7,10^{0,5} + 1 = \mathbf{3,93}$$

Formules	Largeur crête (m)	Vérification	Observations
Formule de KNAPPEN	4,40	< 4,50	OK
Formule de PREECE	3,93	< 4,50	OK

e. Pentés des talus

Pour ce projet nous allons adopter en talus amont et aval des pentes de 1V/2H car la hauteur moyenne de la digue est de 3,55 m inférieur à 5 m.

f. Calcul de la longueur de la fondation L_f

$$L_f = 4 * H_{\max, \text{digue}} + l_c = 4 * 7,10 + 4,5 = 32,9 \approx \mathbf{33,00 \text{ m}}$$

g. Récapitulatif des éléments principaux de conception

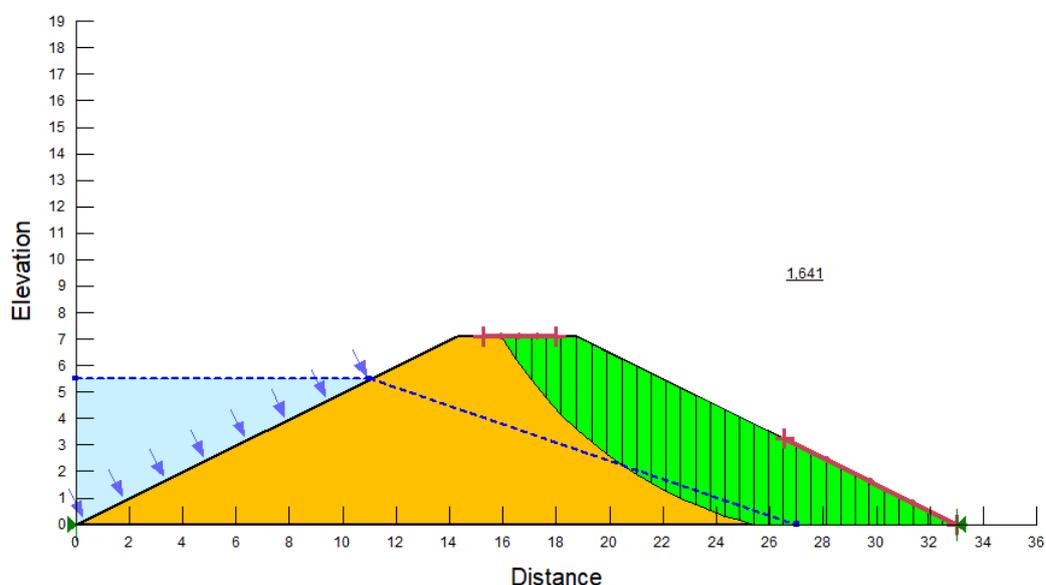
Désignation	Valeurs
Revanche libre	0,80 m
Charge au-dessus du déversoir	0,80 m
Largeur en crête de la digue l_c	4,50 m
Pente talus amont	2H/1V
Pente talus aval	2H/1V
Hauteur de la digue H_b	7,10 m
Angle au pied des talus α	26,57 °
Largeur de la fondation L_f	33 m

B. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE DU BARRAGE

a) Etude de la stabilité des pentes

En utilisant la méthode de résolution de la stabilité des talus par la méthode de Bishop sur le logiciel GEOSLOPE nous avons obtenu un facteur de sécurité de Bishop de $F_s = 1,641$ supérieur à 1,5.

Les résultats des simulations sont fournis par la figure ci-dessous :



b) Protection des talus

Le talus amont seront protégés par des moellons latéritiques non maçonnés (perré sec). Quant au talus aval, il sera protégé par de graveleux latérique.

- Epaisseur de la couche de protection

$$e = 1.5 \times D_{50} \text{ avec } D_{50} = f(h_v)$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs de D_{50} en fonction de la hauteur des vagues h_v calculée plus haut ($h_v = 0.83$ m).

h_v (m)	[0 ; 0,3]	[0,3 ; 0,6]	[0,6 ; 1,2]	[1,2 ; 1,8]	[1,8 ; 2,4]
D_{50} (m)	0,20	0,25	0,30	0,40	0,45

On a $h_v = 0.83$ m dans l'intervalle $[0.6 ; 1.2]$ qui correspond à $D_{50} = 0,3$ m dans le tableau ci-dessus.

Donc $e = 1,5 \times 0,3$; $e = 0,45$ m

- Poids des enrochements

Formule de Hudson :

$$P = \frac{\rho * e^3}{[K_p * \text{tg}^{-1}(\alpha)] * [d - 1]^3}$$

K_p = Coefficient de dégâts pris égale à 5 ;

$\alpha = 26.57^\circ$ est l'angle au pied du talus ;

d = Densité du matériau

ρ = Masse volumique des moellons latéritiques.

Pour les moellons $\rho = 2500$ kg/m³ et $d = 2.5$

$$P = \frac{2500 \times 0.45^3}{[5 \times \text{tg}^{-1}(26.57)][2.5 - 1]^3}$$

$$P = 6,75 \text{ kg}$$

c) Estimation du débit de fuite

Le débit de fuite est estimé par la formule suivante :

$$q = K_{ar} \times y_o \text{ avec } K_{ar} = 4,25 \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

Déterminons y_o en utilisant l'équation de la parabole de KOZENY : $y^2 = 2 * x * y_o + y_o^2$ avec

$$y_o = (H_d^2 + d^2)^{0.5} - d \text{ et } H_d = 5,50 \text{ m au droit où la hauteur de la digue est maximale.}$$

$$\text{On utilisera un drain horizontal de longueur } l_d = \frac{L_f}{5} \rightarrow l_d = \frac{33}{5} = 6,60 \approx 7,00 \text{ m}$$

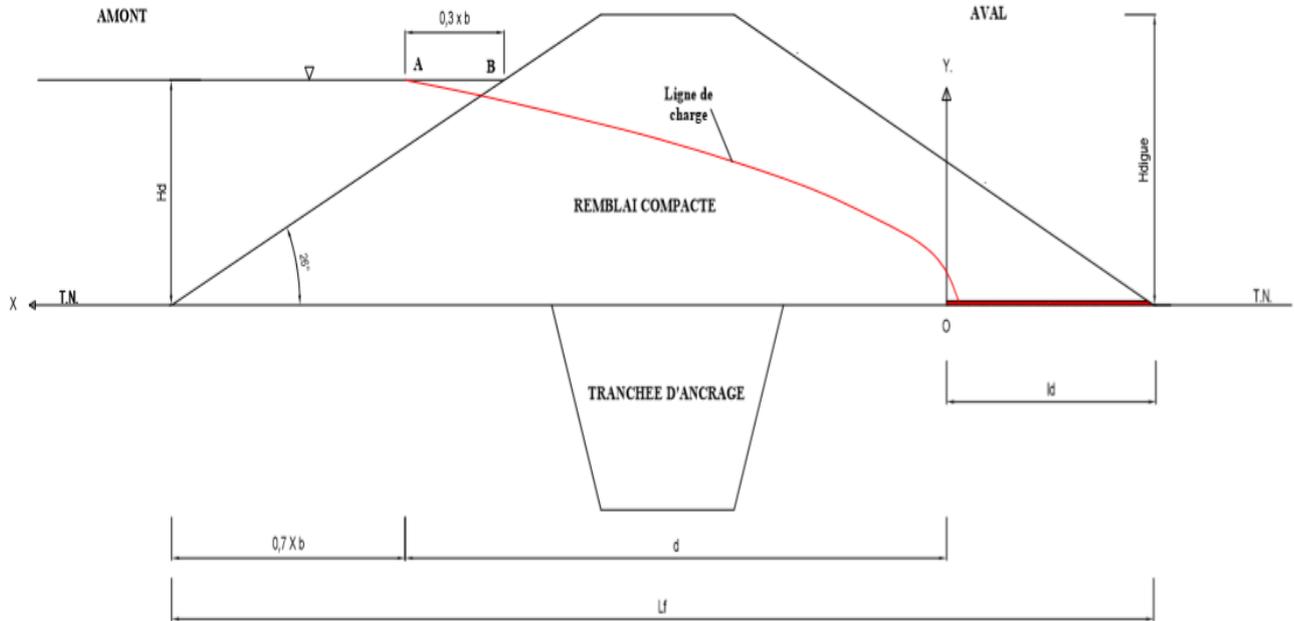
$$X = L_f - l_d = 33 - 7 \rightarrow X = 26 \text{ m}$$

$$d = X - 0.7 \times (2H_d) = 26 - 0.7 \times (2 \times 5,50) \rightarrow d = 18,30 \text{ m}$$

$$y_o = (5,50^2 + 18,30^2)^{0.5} - 18,30 \rightarrow y_o = 0.81 \text{ m}$$

$$q = 4,25 \times 10^{-9} \times 0,81 = 3,4425 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$$

Le débit de fuite est la quantité d'eau qui siège sous la ligne phréatique. La ligne phréatique est représentée comme suit :



Calcul de l'épaisseur du drain

L'épaisseur du drain se calcul par la formule suivante :

$$e = 2 \sqrt{\frac{q \times l_d}{K_{ar}}}$$

On utilisera pour le drain du sable grossier ($K_d = 10^{-5}$)

$$e = 2 \sqrt{\frac{3,4425 \times 10^{-9} \times 7}{10^{-5}}} = 0,0982 \text{ m} = 9,82 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de 10 cm pour le drain.

ANNEXE 10: NOTE DE CALCUL OUVRAGE DE PRISE D'EAU ET DE VIDANCE

○ **Calcul du débit fictif continu Q_c**

$$Q_c = \frac{BB (m^3/ha) * 1000}{30 * 24 * 3600} = \frac{2696,88 * 1000}{30 * 24 * 3600} = 1,04 \text{ l/s/ha avec } BB = 2696,88 \text{ m}^3/ha$$

○ **Rendement du réseau d'utilisation**

En supposant le nombre heure de travail journalier est de 10 h et le nombre de jours de travail hebdomadaire est de 6 jours on a :

$$r = \frac{10}{24} * \frac{6}{7} = 0,36$$

○ **Calcul du débit d'équipement Q_e**

$$Q_e = \frac{Q_c}{r} = \frac{1,04}{0,36} = 2,89 \text{ l/s/ha}$$

○ **Calcul des pertes de charges entre l'amont et l'aval**

On applique Bernoulli entre l'amont et l'aval

$$z_{amont} + \frac{P_{atm}}{\rho * g} + \frac{V_{amont}^2}{2 * g} = z_{aval} + \frac{P_{atm}}{\rho * g} + \frac{V_{aval}^2}{2 * g} + Pdc \text{ avec } z_{amont} = z_{PEN} = 295,00m, V_{amont} = 0m/s,$$

$$z_{aval} = 289,32 \text{ m et } V_{aval} = 3 \text{ m/s}$$

$$z_{amont} - z_{aval} - \frac{V_{aval}^2}{2 * g} = Pdc = 5,23 \text{ m}$$

○ **Calcul du diamètre de la conduite en fonte ductile reliant les bacs**

En appliquant la formule de Manning-Strickler, on a :

$$D_{th}(m) = \frac{10,29 * Q^2 * L}{K_s^2 * Pdc} \text{ avec } Q = Q_e * S = 28,9 \text{ l/s et } L : \text{Longueur de la conduite} = 38 \text{ m et } S :$$

superficie à aménager = 10 ha et $K_s = 1/0,015$ pour une conduite en fonte ductile

$$D_{th}(m) = \left(\frac{10,29 * Q^2 * L}{K_s^2 * Pdc} \right)^{\frac{3}{16}} = \left(\frac{10,29 * 0,028^2 * 38}{66,67^2 * 5,23} \right)^{\frac{3}{16}} = 0,123m$$

La conduite existante avait un diamètre de 250 mm, donc pour la suite nous optons DN = 300 mm.

ANNEXE 11: SYNTHESSES DES IMPACTS DU PROJET SUR L'ENVIRONNEMENTAL ET LE SOCIAL

1. IDENTIFICATION DES SOURCES ET DES RECEPTEURS D'IMPACTS

Sources d'impacts : Les sources d'impacts potentiels sont définies comme l'ensemble des activités prévues lors des travaux, d'exploitation et d'entretien du barrage. Deux cas de figures sont envisagés :

- En période de construction : Les sources d'impacts potentiels sont l'installation de chantier/base vie, les travaux d'aménagement, l'exploitation des sites d'agrégats, et la présence de la main-d'œuvre sur le chantier.
- En période d'exploitation et d'entretien : Les sources d'impacts sont liées à la présence du barrage, l'exploitation du barrage, les travaux d'entretien et l'organisation des exploitants de l'aménagement.

Récepteurs d'impacts : Les récepteurs d'impacts sont les composantes du milieu susceptibles d'être affectées par le microprojet et correspondent aux éléments sensibles de la zone, c'est-à-dire ceux susceptibles d'être modifiés de façon significative par les activités (ou sources d'impacts) liées au microprojet. Les récepteurs biophysique du projet sont : la végétation, la faune, l'eau de surface et le ruissellement, l'eau souterraine, le sol, la topographie du terrain, l'environnement atmosphérique, le climat sonore. Les récepteurs du milieu humain sont : les activités socioéconomiques des habitants : agriculture, élevage, riziculture, commerce ; l'organisation des producteurs ; la cohésion sociale ; les compétences locales : formations et voyages d'études.

2. IMPACT DU PROJET PENDANT LA RECONSTRUCTION

Le présent projet consiste en la reconstruction du barrage de Loto. L'objectif visé est la contribution à l'amélioration de la disponibilité en eau de surface pour la culture de contre-saison et de l'abreuvement des animaux.

a. Impacts de l'aménagement sur le milieu biophysique

Impacts sur la végétation et les pâturages : La végétation rencontrée sur le site identifié pour le présent projet se présente dans sa majorité sous forme de savane parc. Un inventaire floristique a été réalisé sur le site et a permis de déterminer la composition floristique. Les espèces les plus représentées sont *Diospyros mespiliformis* et *Anogeissus leiocarpus*. La régénération est surtout représentée surtout par ces mêmes espèces. Dans la mesure du possible, les arbres situés sur le site seront épargnés du défrichage. *Cet impact sur la végétation est plus ou moins important, local et permanent au vu de l'envergure des travaux d'aménagement et des dispositions prises dès la conception du microprojet.* La reconstruction du barrage entraînera une diminution des pâturages de saison sèche. *Cet impact est plus ou moins important, négatif et permanent.*

Impacts sur les sols : Le remaniement du sol pendant les travaux de reconstruction ainsi que les déplacements des engins et les huiles déversées auront un impact négatif sur le sol. *Cet impact est négligeable négatif et permanent.*

Impacts sur l'eau de surface : Pendant la phase des travaux, il y aura un besoin en eau de surface qu'il faudra chercher à combler. Les sources d'eau qui seront utilisées verront leur disponibilité en eau se réduire. *Cet impact plus ou moins important est négatif et temporaire (période de reconstruction du barrage).*

Impacts sur la faune : Pendant les travaux toute la petite faune se trouvant dans l'emprise de l'aménagement (rats, autres) va être obligée de déménager si elle n'est pas exterminée. *Cet impact est peu important, négatif et permanent.* Le site étant utilisé pour la culture et pour la pâture des animaux, la faune y est pauvre.

Impact sur la topographie du terrain : L'implantation de la digue réduira ou annulera la pente longitudinale du site. Cela aura pour effet le ralentissement de la vitesse de l'eau et par conséquent la diminution de la dynamique érosive. L'eau s'infiltrera davantage dans le sol. *Cet impact important, positif sera permanent.* A plus ou moins long terme, après l'aménagement, cette infiltration pourra être exploitée pour la réalisation de puits et de puisards pour augmenter la disponibilité en eau du site. Elle contribuera également à la remontée de la nappe phréatique sur le site et rallongera la disponibilité en eau.

Impacts sur l'environnement atmosphérique : il y aura le fonctionnement et le déplacement des engins sur le site. Cela se traduira par l'émission de gaz des moteurs des engins (sous forme de fumée) et de la poussière. L'atmosphère du site sera donc polluée. *Cet impact est plus ou moins important, négatif et temporaire.*

Impacts sur le climat sonore : pendant la période des travaux, les bruits des engins modifieront le climat sonore du milieu. Cela va entraîner la fuite ou l'éloignement de la faune du site. *Cet effet peu important sera négatif et temporaire.*

b. Impacts de l'aménagement sur le milieu humain

Impacts sur l'emploi : La mise en œuvre du chantier de construction des diguettes se fera par le recrutement de la main d'œuvre. Des dispositions devront être prises pour que la main d'œuvre non qualifiée et même qualifiée (lorsque cela est possible) soit recrutée sur place au sein de la communauté bénéficiaire. Dans ces conditions la période des travaux constitue une période où il y aura une amélioration de la situation des jeunes en quête d'emploi et qui sont restés au village. *Cet effet est important, positif et temporaire.*

Impacts sur la santé de la population : La présence des travailleurs du chantier va se traduire par des brassages entre la population sur place et ceux-ci. Des possibilités de transmission de certaines maladies comme les IST /SIDA seront ainsi établies. Des mesures de prudence doivent être prises. *Cet effet est important, négatif et temporaire.* Les travaux couvrent une période courte et regroupera peu de travailleurs, ce qui limite les risques ci-dessus évoqués.

Impacts sur le commerce : Pendant la période des travaux dans le village, les commerçants verront leurs chiffres d'affaire augmenter du fait de la présence des travailleurs du chantier de reconstruction du barrage. *Cet effet positif, peu important est temporaire, couvre la période des travaux.*

3. IMPACTS DU PROJET PENDANT LA PERIODE D'EXPLOITATION

a. Impacts sur le milieu biophysique

Impacts sur la végétation : Au niveau des zones subissant l'influence de la partie aménagée, la probabilité d'accroissement en fréquence spécifique de certaines espèces sera grande. Il s'agit d'espèces hydrophiles comme *Mitragyna inermis*, *Piliostigma thonningii*, *Ficus gnaphalocarpa*, *Terminalia avicenoides* et *Terminalia macroptera*. *Cet effet positif et local, important sera permanent* (tant que fonctionne le barrage). Ce facteur pourra être exploité par les exploitants pour mettre en place des fruitiers qui ont un effet peu dépressif sur les cultures.

Impacts sur la terre : les travaux qui seront effectués sur le terrain vont conduire à une augmentation de la valeur des terres. Le résultat de tout cela est la création de conditions plus ou moins bonnes pour mener des activités rentables que celles conduites actuellement sur le site. *Cet impact positif est important et permanent* (tant que fonctionne le barrage).

Impacts sur l'eau souterraine : Les eaux de ruissellements seront stockées au niveau du parcellaire, s'infiltreront dans le sol et alimenteront la nappe phréatique. Cela sera favorable à plus ou moins long terme à la réalisation de puits busés et de puisards traditionnels. Il y aura également une augmentation de la disponibilité de l'eau au niveau du barrage où l'eau sera disponible plus longtemps. *L'impact sur la nappe phréatique est positif, important et permanent*. Il faut cependant veiller à ce que l'utilisation abusive de pesticides ou autres éléments nocifs provenant des engrais ne la pollue. *Dans ce cas l'impact est négatif, important et permanent* (tant lesdites substances sont abusivement utilisées).

b. Impacts sur le milieu humain

Impacts sur les capacités locales : L'appui à l'organisation des producteurs par la mise en place d'un comité de gestion du barrage va donner un nouveau souffle à l'organisation des producteurs du site. La formation dont bénéficieront les futurs membres comité de gestion du site relèvera le niveau technique des bénéficiaires de ces formations. *Ces impacts positifs sont importants et permanents*

Impacts sur le foncier et les activités pastorales : L'aménagement entraînera une diminution des pâturages de saison sèche. *Cet impact est plus ou moins important, négatif et permanent*. Les résidus de récolte seront stockés et utilisés en saison sèche pour l'alimentation du bétail en compensation de la superficie détruite dans le cadre de la reconstruction du barrage. *Cet impact est plus ou moins important, positif et permanent*. De même des dispositions doivent être prises par les propriétaires d'animaux de sorte à minimiser les conflits entre agriculteurs exploitant le barrage et les propriétaires de bétail. *Cet impact est important, positif et permanent*.

Impacts sur le social : La réalisation de l'aménagement va se traduire par un changement social au niveau de la communauté : les producteurs qui bénéficient de parcelles d'exploitation et qui feront des marges bénéficiaires assez intéressantes verront leur statut social changer. La mise en place d'une structure de gestion de l'aménagement et les formations conséquentes qui seront dispensées vont entraîner un renforcement des capacités de gestion de celle-ci et de ce fait une disponibilité accrue de compétences au niveau local. Au cas où les villages riverains bénéficient

de parcelles sur le périmètre à aménager à l'aval du barrage, cela aura pour effet l'amélioration des relations entre ces derniers et Loto. Les jeunes quitteront de moins en moins la zone du projet. *Ces impacts positifs sont importants et permanents.*

Impacts sur la santé de la population : L'augmentation de la disponibilité de l'eau de surface au niveau du barrage engendra le développement de la malaria. En effet, l'augmentation de la quantité et de la durée de la disponibilité en l'eau de surface engendre également des conditions favorables au développement de certains insectes comme les moustiques. Dans ces conditions il y a parallèlement un développement important de la malaria constituant un vrai problème de santé qu'il va falloir prendre en compte dans les actions de gestion du milieu où évolue la population d'exploitants. Quel que soit le type d'aménagement, il y a développement de cette maladie. Dans le cas où l'aménagement conduit à une ouverture du milieu, il y a développement de Anopheles gambiae et Anopheles arabiensis. Dans le cas contraire c'est Anopheles funestus qui se développe. Par ailleurs, les résultats de la recherche montrent que « les relations entre hydro aménagements et bilharzioses sont sans doute parmi les plus évidentes qui aient été observées dans le contexte africain. Elles ont d'ailleurs été à l'origine d'un certain nombre de catastrophes qui, parfois, ont été récupérées par les professionnels de la santé pour montrer du doigt les agronomes. Le bilan fait par Poda et al. (2009) au Burkina Faso confirme que les mollusques, hôtes intermédiaires du parasite, existent sur tout le territoire, mais que les hydro aménagements constituent certainement un facteur amplificateur important de transmission de cette maladie, aussi bien dans sa forme urinaire que digestive ». Il en est de même de la tentation de consommer l'eau qui se trouve dans les parcelles pour les maladies diarrhéiques. Lors des travaux dans les barrages aménagés, les producteurs utilisent l'eau du barrage pour la consommation. Il s'en suit une augmentation des risques d'affections dues au péril fécal. De même, il y aura une prolifération d'escargots et par conséquent le développement de la bilharziose. *Ces impacts négatifs et importants sont permanents.* Par contre l'augmentation des revenus des exploitants du barrage permettra aux producteurs d'avoir une plus grande capacité de prise en charge des soins de santé. Ainsi la santé de la population se verra améliorée. *Ces impacts sont positifs, importants et permanents.*

Pour pallier ces problèmes de santé liés à l'aménagement, des conseils devront être prodigués aux producteurs par les services de santé.

Impacts sur la scolarisation des enfants : L'augmentation des rendements et par conséquent des productions sur le barrage va se traduire par une augmentation des revenus des exploitants. Cela va permettre à ceux-ci de consacrer plus de moyens à la scolarisation des enfants. *Ces impacts positifs sont importants et permanents.*

Synthèse des impacts identifiées pour la phase de reconstruction

Eléments du milieu	Composante	Impacts	Paramètres de caractérisation							Evaluation
			Nature	Interaction	Ampleur	Portée	Durée	Occurrence	Réversibilité	
Milieu Physique	Air	Pollution de l'air	Négatif	Directe	Moyenne	Locale	Temporaire	Certaine	Réversible	Moyenne
	Climat sonore	Modification du climat sonore	Négatif	Directe	Moyenne	Locale	Temporaire	Certaine	Réversible	Moyenne
	Sols	Pollution des sols	Négatif	Directe	Moyenne	Locale	Moyen terme	Certaine	Réversible	Moyenne
	Eau de surface	Risque de pollution des eaux de surface	Négatif	Directe	Mineure	Locale	Temporaire	Probable	Réversible	Faible
	Eau souterraine	Risque de pollution des eaux souterraines	Négatif	Indirecte	Mineure	Locale	Moyen terme	Probable	Réversible	Faible
Milieu biologique	Flore	Dégradation Végétation brousse	Négatif	Directe	Importante	Locale	Permanente	Certaine	Irréversible	Importante
		Dégradation Végétation sites emprunts	Négatif	Directe	Mineure	Locale	Long terme	Certaine	Réversible	Faible
	Faune	Fuite / dégradation des gîtes	Négatif	Directe	Mineure	Locale	Durable	Certaine	Irréversible	Mineure
		Recrudescence braconnage	Négatif	Indirecte	Mineure	Locale	Temporaire	Certaine	Réversible	Mineure

Etudes techniques pour la reconstruction du barrage de Loto, Commune de Diébougou, Province de la Bougouriba (Burkina Faso)

Milieu humain	Santé	Risques respiratoires affections	Négatif	Directe	Moyenne	Locale	Temporaire	Certaine	Réversible	Moyenne
		Risques de propagation IST / SIDA	Négatif	Indirecte	Mineure	Locale	Long terme	Probable	Réversible	Mineure
	Emploi	Création d'emploi	Positif	Directe	Moyenne	Locale	Temporaire	Certaine	Réversible	Moyenne
	Sécurité routière	Risques d'accidents	Négatif	Directe	Mineure	Locale	Temporaire	Certaine	Réversible	Mineure
	Vie communautaire	Risques de perturbation us et coutumes	Négatif	Directe	Mineure	Locale	Temporaire	Probable	Réversible	Mineure
	Habitat	Déplacement de ménages	Négatif	Directe	Moyen	Locale	Permanente	Certaine	Irréversible	Moyenne

Source : NIES, Bureaux d'Etudes GID/CAFI - B, décembre 2018

Synthèse des impacts identifiés pour la phase d'exploitation

Eléments du milieu	Composante	Impacts	Paramètres de caractérisation							Evaluation
			Nature	Interaction	Ampleur	Portée	Durée	Occurrence	Réversibilité	
Milieu Physique	Sols	Pollution des sols	Négatif	Indirecte	Mineure	Locale	Durable	Certaine	Irréversible	Mineure
	Eau de surface	Risque de pollution des eaux de surface	Négatif	Indirecte	Mineure	Locale	Moyen terme	Probable	Irréversible	Mineure
	Eau souterraine	Risque de pollution des eaux souterraines	Négatif	Indirecte	Mineure	Locale	Moyen terme	Probable	Réversible	Mineure
Milieu biologique	Flore	Dégradation Végétation sites emprunts	Négatif	Directe	Mineure	Locale	Moyen terme	Certaine	Irréversible	Mineure
	Faune	Fuite / dégradation des gîtes	Négatif	Directe	Mineure	Locale	Durable	Certaine	Irréversible	Mineure
Milieu humain	Emploi	Création d'emploi	Positif	Indirecte	Moyenne	Locale	Permanent	Certaine	Réversible	Moyenne
	Développement local	Dynamisation du développement local	Positif	Indirecte	Majeure	Locale	Permanent	Certaine	Réversible	Majeure
		Augmentation globale des revenus	Positif	Indirecte	Majeure	Locale	Permanent	Certaine	Réversible	Majeure
		Amélioration des conditions de vie	Positif	Indirecte	Majeure	Locale	Permanent	Certaine	Réversible	Majeure

Source : NIES, Bureaux d'Etudes GID/CAFI - B, décembre 2018

4. FORMULATION ET EVALUATION DES MESURES ENVIRONNEMENTALES

Sur la base de l'analyse des impacts du projet sur l'environnement, les actions environnementales sont identifiées et évaluées ainsi qu'il suit :

Mesures	Unités	Quantité	CU	Montants
1. Mesures d'atténuation et de bonification				
Reboisements compensatoires	Plants	2500	2 000	5 000 000
Réalisation du rideau-abri	Plants	1600	1 000	1 600 000
Réalisation de couloirs d'accès au barrage	Km	40	300 000	12 000 000
Sous-total1				18 600 000
2. Appui à l'organisation des producteurs				
Mise en place du Comité de Gestion du Barrage	Séances	2	300 000	600 000
Appui à la maîtrise des textes régissant la vie des groupements au Burkina Faso	Séances	2	300 000	600 000
Appui à l'élaboration des documents statutaires du comité de gestion du barrage	Séances	2	300 000	600 000
Mise en place du Groupement des pêcheurs	Séances	2	300 000	600 000
Appui à la maîtrise des textes régissant la vie des groupements au Burkina Faso	Séances	2	300 000	600 000
Appui à l'élaboration des documents statutaires du Groupement des pêcheurs	Séances	2	300 000	600 000
Appui à l'acquisition du matériel de pêche	Lot	1	5 000 000	5 000 000
Sous-total2				8 600 000
3. Formations techniques				
Formation en techniques d'entretien des ouvrages hydrauliques	Session	1	1 000 000	1 000 000
Techniques de pêche	Session	2	1 000 000	2 000 000
Formation du comité de gestion financière et comptable	Session	2	1 000 000	1 000 000

Formation du comité de gestion en gestion des conflits	Session	1	1 000 000	1 000 000
Sous-total3				5 000 000
4. Surveillance et suivi environnemental				
Suivi abattage des arbres	Mois	3	600 000	1 800 000
Suivi reboisement compensatoires	Campagne	2	500 000	1 000 000
Suivi réalisation du rideau-abri	Campagne	2	500 000	1 000 000
Supervision BUNEE	Mission	3	1 000 000	3 000 000
Sous-total4				6 800 000
5. Mesures d'accompagnement				
Réalisation d'un forage positif	Forage	2	6 000 000	12 000 000
Réalisation de latrines	Latrines	1	4 000 000	4 000 000
Sous-total5				16 000 000
TOTAL GENERAL				55 000 000

Source : PGES, Bureaux d'Etudes GID/CAFI - B, décembre 2018

ANNEXE 12: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Prix Total (FCFA)
I	Amenée et repli du matériel, installations du chantier				
I.1	Amenée et repli du matériel	ff	1,00	10 000 000	10 000 000
I.2	Installation du chantier	ff	1,00	15 000 000	15 000 000
I.3	Dossier d'exécution et de recollement	ff	1,00	10 000 000	10 000 000
	Sous-total I				35 000 000
II	Tranchée d'ancrage et fondation				
II.1	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m ³	4783,76	7 000	33 486 315
II.2	Remblai argileux compacté aux engins pour tranchée d'ancrage	m ³	4783,76	6 000	28 702 556
	Sous-total II				62 188 870
III	Digue				
III.1	Débroussaillage-décapage de l'emprise de la digue y compris abattage d'arbres et arbustes	m ²	9860,00	400	3 944 000
III.2	Déblai aux engins pour canal aval et butée amont	m ³	146,25	5 000	731 250
III.3	Déblai à la main à travers le remblai pour murets de crête	m ³	97,50	5 000	487 500
III.4	Remblai argileux compacté aux engins pour digue	m ³	12979,69	6 000	77 878 125
III.5	Couche de couronnement latéritique crête de la digue	m ³	175,50	6 000	1 053 000
III.6	Couche latéritique de pose des enrochement amont et de protection talus aval	m ³	543,95	6 000	3 263 715
III.7	Filtre de sable	m ³	128,70	15 000	1 930 500
III.8	Perré sec sur talus amont	m ³	663,50	9 000	5 971 523
III.9	Perré maçonné sur talus amont sur 5 m de part et d'autre du déversoir et sur 20 m du canal d'évacuation	m ²	239,40	15 000	3 591 000
III.10	Enrochement rangé à la main pour butée et canal d'évacuation	m ³	133,53	10 000	1 335 250
III.11	Maçonnerie de moellons pour murets de crête amont et aval	m ³	97,50	60 000	5 850 000
	Sous-Total III				106 035 863
IV	Déversoir Poids				
IV.1	Déblai aux engins pour bassin de dissipation	m ³	287,375	5 000	1 436 875
IV.2	Déblai aux engins pour seuil déversante	m ³	645,2875	5 000	3 226 438
IV.3	Déblai à la main pour bajoyers	m ³	83,49	5 000	417 450
IV.4	Filtre sous bassin de dissipation (épaisseur 10 cm)	m ³	52,25	15 000	783 750
IV.5	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ pour seuil déversante et bajoyers	m ³	34,18	75 000	2 563 500
IV.6	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m ³ pour bassin de dissipation, blocs de chute et blocs chicanes	m ³	233,415	120 000	28 009 800
IV.7	Béton cyclopéen dosé à 250 kg pour seuil déversant	m ³	5967,05925	100 000	596 705 925
IV.8	Béton armé coulé à plat dosé à 350 kg/m ³ pour semelles bajoyers	m ³	53,13	150 000	7 969 500
IV.9	Béton armé coulé en élévation dosé à 350 kg/m ³ pour bajoyers	m ³	126,19	150 000	18 928 500
IV.10	Joints bitumineux pour seuil et bassin de dissipation	m	374,68	160 000	59 948 800

IV.11	Joint water stop sur seuil, bajoyers et jonction entre le déversoir et le bassin de dissipation	m	474,3	40 000	18 972 000
IV.12	Tube PVC D50 pour barbacanes du bassin de dissipation et bajoyers	m	30	1 500	45 000
	Sous-Total IV				739 007 538
V	Chenal d'évacuation				
V.1	Remblai latéritique compacté pour diguettes de protection	m ³	703,8	6 000	4 222 800
V.2	Nivellement du fond du chenal d'évacuation sur une longueur de 20 m	m ²	2850	400,00	1 140 000
V.3	Perré maçonné pour protection des talus des diguettes de protection sur 20 m	m ²	68	100 000	6 800 000
V.4	Fournitures et pose de gabions métalliques posés 2 x 1 x 0,50 y compris déblai	u	95	45 000	4 275 000
	Sous-Total V				16 437 800
VI	Ouvrage de prise et de vidange				
VI.1	Déblai à la main en terre meuble pour bacs amont et aval, enrochement autour des bacs amont et aval et plateformes	m ³	20,57	5 000	102 840
VI.2	Déblai à la main à travers le remblai pour conduite et écran anti-renard	m ³	27,52	5 000	137 600
VI.3	Enrochements rangés à la main autour du bac amont et plateforme (ép. 45 cm)	m ³	5,05	10 000	50 500
VI.4	Maçonnerie de moellons pour escaliers d'accès	m ³	3,80	60 000	228 000
VI.5	Béton de propriété dosé à 150 kg/m ³ pour bacs amont, aval et conduite	m ³	3,65	75 000	273 825
VI.6	Béton ordinaire vibré dosé à 300 kg/m ³ pour enrobage de la conduite y compris coffrage	m ³	20,72	120 000	2 486 400
VI.7	Béton armé vibré et dosé à 350 kg/m ³ coulé à plat pour bacs y compris coffrages et ferrailages	m ³	2,12	150 000	318 300
VI.8	Béton armé vibré et dosé à 350 kg/m ³ coulé en élévation pour bacs et écrans anti-renard y compris coffrages et ferrailages	m ³	12,99	150 000	1 948 500
VI.9	Echelle de descente en fer de T12 dans les bacs amont et aval	u	3,00	75 000	225 000
VI.10	Grille de protection des bacs amont et aval en fer HA 12 avec cadenas	u	3,00	250 000	750 000
VI.11	Conduite en fonte DN300 et accessoires	m	37,00	225 000	8 325 000
VI.12	Robinet vanne DN300 et accessoires	u	1,00	2 000 000	2 000 000
VI.13	Crépine DN300 et accessoires (de fabrication locale)	u	1,00	250 000	250 000
	Sous-Total VI				17 095 965
VII	Dispositif d'auscultation du barrage				
VII.1	Echelle limnimétrique par unité de 1 m fabriqué en usine	m	9,00	100 000	900 000
	Sous-Total VII				900 000
VIII	Bornage de la cuvette dans les limites de PHE				
VIII.1	Bornage de la limite du périmètre des Plus Hautes Eaux (PHE : 295,80 m) avec des balises parallépipèdes en béton légèrement armé dosé à 350 kg/m ³ , de base 30 x 30 cm, de hauteur totale 1,50 m ancrées de 50 cm dans le sol (hauteur hors sol : 1,00 m) et de sommet 20 x 20 cm,	ff	1,00	7 500 000	7 500 000

	peints en rouge et blanc, disposées à tous les 50 m et aux points singuliers sur le périmètre du PHE. Ce prix comprend : - les levés topographiques et la délimitation du périmètre du PHE ; - la confection et la pose des bornes ; - l'application de la peinture à huile (blanche sur 80 cm et rouge sur 20 cm) ; - l'élaboration des plans de bornage ; - l'information des riverains ; - toutes sujétions comprises				
	Sous-Total VIII				7 500 000
IX	Plan de Gestion de l'Environnement				
IX.1	Mesure d'atténuation et de bonification	ff	1,00	18 600 000	18 600 000
IX.2	Appui à l'organisation des producteurs	ff	1,00	8 600 000	8 600 000
IX.3	Formations techniques	ff	1,00	5 000 000	5 000 000
IX.4	Surveillance et suivi environnemental	ff	1,00	16 000 000	16 000 000
IX.5	Mesure d'accompagnement	ff	1,00	6 800 000	6 800 000
	Sous-Total IX				55 000 000
	TOTAL GENERAL HT				1 039 166 035
	TVA (18%)				187 049 886
	TOTAL GENERAL TTC				1 226 215 922

ANNEXE 13: PIECES GRAPHIQUES

- ❖ Plan de masse du barrage de Loto ;

- ❖ Profil en long de l'axe du barrage de Loto ;

- ❖ Profil en travers type de la digue ;

- ❖ Vue de dessus de l'évacuateur de crue ;

- ❖ Profil en travers de l'évacuateur de crue ;

- ❖ Profil en travers du mur bajoyer ;

- ❖ Plan de ferrailage du mur bajoyer ;

- ❖ Ouvrage de prise et de vidange.

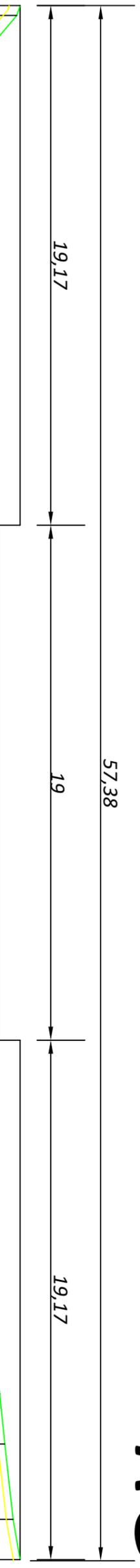


Profil dessiné par Covadis

RD

Y=1211.000

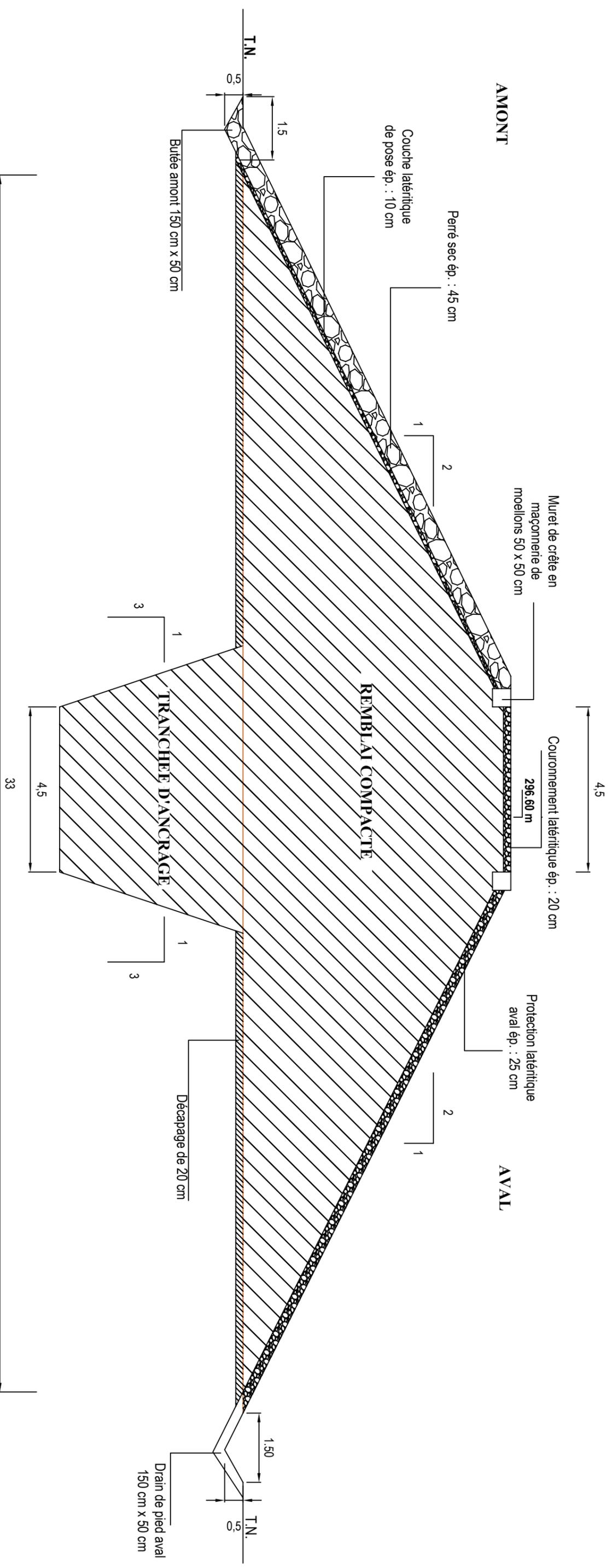
RG



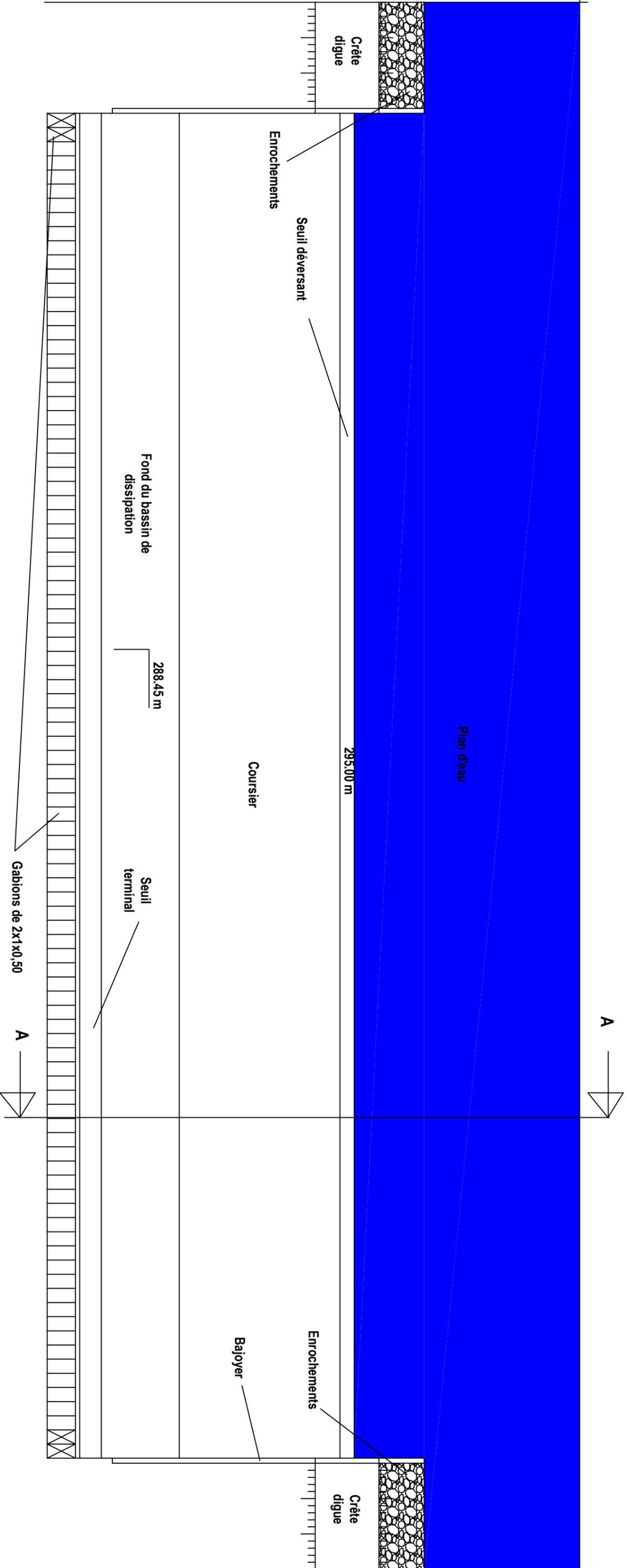
Echelle en X : 1/500
Echelle en Y : 1/200

PC : 273.00 m

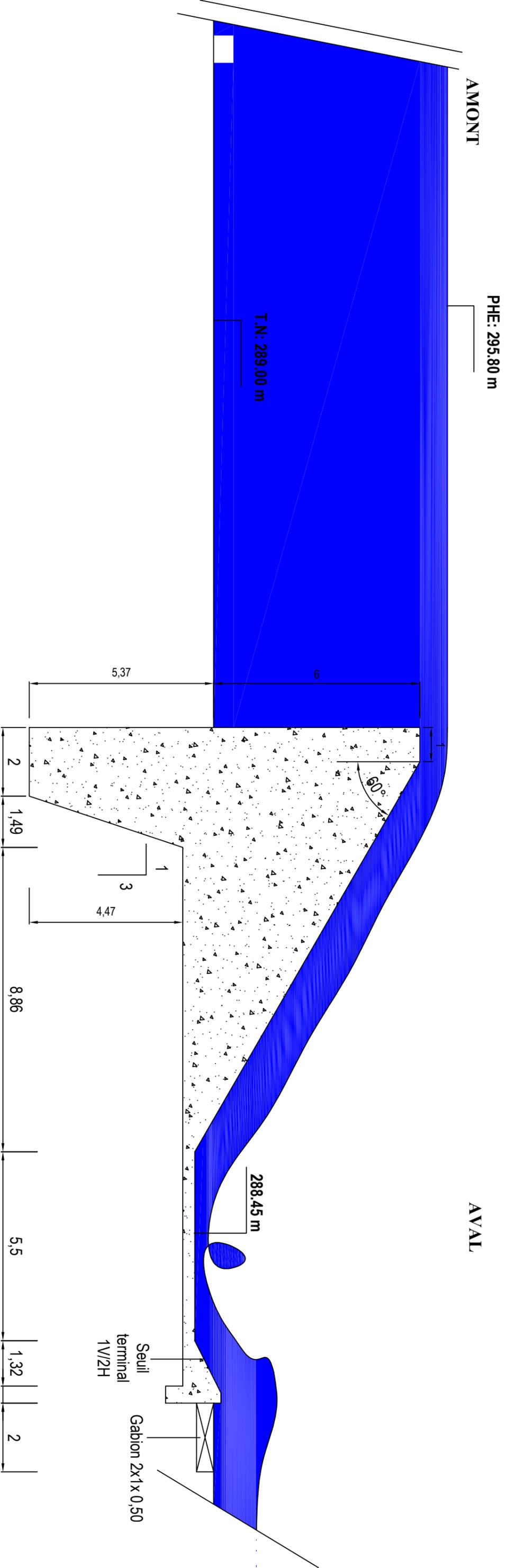
Numéros des points TN	1	3	5	8	9	10	11	13	13	16	18	20	21	23	24	26	27	29	30	31	32	
Altitudes TN	296.60	293.95	290.37	290.93	293.38	293.37	293.34	293.13	293.01	293.21	293.49	293.10	293.58	292.67	293.60	293.90	294.49	294.95	295.47	296.08	296.60	296.672
Distances cumulées TN	0.000	8.843	16.884	25.907	41.198	43.307	55.125	66.434	67.078	122.829	148.181	164.971	177.479	208.653	221.170	226.177	239.620	251.717	265.335	279.231	286.672	
Distances partielles TN	8.843		8.044	9.123	14.400	2.111	11.818	14.338	6.465	55.751	26.342	16.720	12.597	31.174	13.617	5.007	12.842	12.772	13.543	13.887	7.440	
Pentes et rampes TN			PENTE L=7.141 m P=-4.24 m/m	PENTE L=7.941 m P=-4.20 m/m	PENTE L=5.263 m P=-0.03 m/m	PENTE L=2.111 m P=-0.03 m/m	PENTE L=11.818 m P=-0.06 m/m	PENTE L=9.822 m P=-0.04 m/m	PENTE L=6.465 m P=-0.04 m/m	RAMPTE L=55.750 m P=0.01 m/m	RAMPTE L=26.342 m P=0.01 m/m	RAMPTE L=16.720 m P=0.04 m/m	RAMPTE L=12.597 m P=0.04 m/m	RAMPTE L=31.174 m P=0.07 m/m	RAMPTE L=13.617 m P=0.07 m/m	RAMPTE L=5.007 m P=0.05 m/m	RAMPTE L=12.842 m P=0.05 m/m	RAMPTE L=12.772 m P=0.04 m/m	RAMPTE L=13.543 m P=0.04 m/m	RAMPTE L=13.887 m P=0.04 m/m	RAMPTE L=7.440 m P=0.07 m/m	
Altitudes Projet																						
Distances cumulées Projet																						
Distances partielles Projet																						
Alignements et courbes	DROITE L=286.672 m																					



<p align="center">BURKINA FASO</p> <p align="center">MINISTERE DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT</p> <p align="center">SECRETARIAT GENERAL</p>		<p align="center">ETUDES TECHNIQUES POUR LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE LOTO</p>	
<p align="center">AGENCE D'EXECUTION DES TRAVAUX EAU ET EQUIPEMENT RURAL (AGETEER)</p>		 <p align="center">  Agence d'Execution des Travaux Eau et Equipement Rural 3200, avenue de la zone 3ème 21119000 BP 14700001 01 90 6401 0000000000 FAX : 01 90 6401 00000000 </p>	
<p align="center">PROFIL EN TRAVERS TYPE DE LA DIGUE DU BARRAGE DE LOTO</p>		<p align="center">REALISE PAR BANGRE SALIFO</p>	
<p align="center">DATE: Mai 2019</p>		<p align="center">PLAN N° 3</p>	
<p align="center">ECHELLE: 1/50</p>			

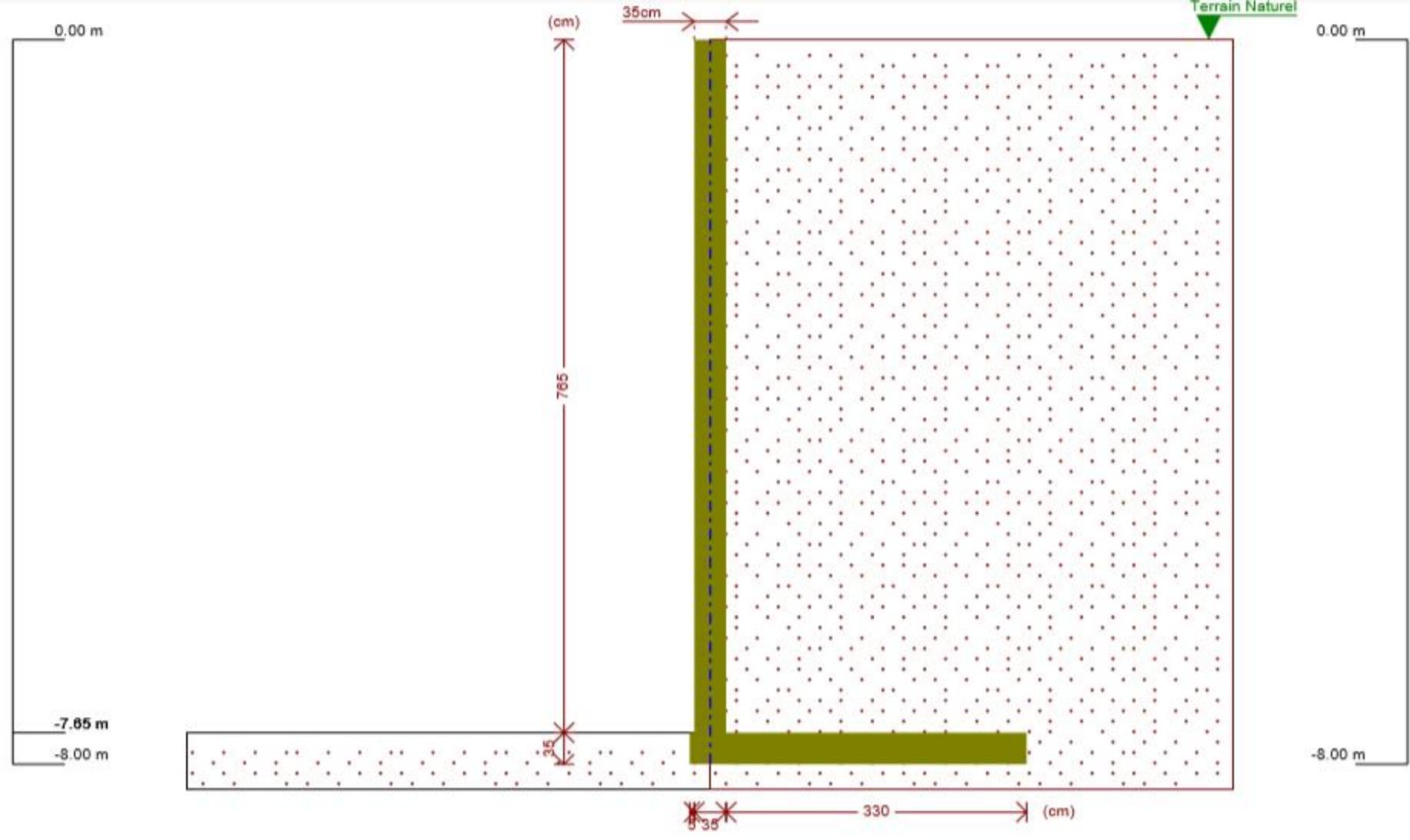


BURKINA FASO		 ETUDES TECHNIQUES POUR LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE LOTO	VUE EN PLAN EVACUATEUR DE CRUE	DATE: Mai 2019
MINISTERE DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL				REALISE PAR BANGRE SALIFO
AGENCE D'EXECUTION DES TRAVAUX EAU ET EQUIPEMENT RURAL (AGETEER)				PLAN N° 4



BURKINA FASO MINISTERE DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT SECRETARIAT GENERAL		ETUDES TECHNIQUES POUR LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE LOTO		  Agence d'Execution des Travaux Eau et Equipement Rural <small>930, avenue de la rue Zang Siliya ne de la rue Oua, Secteur 20 de PO GAKI DEDZEROUOU DE TEL : 50-21-21-86/85</small>	
AGENCE D'EXECUTION DES TRAVAUX EAU ET EQUIPEMENT RURAL (AGETEER)		PROFIL EN TRAVERS L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE DE LOTO		DATE: Mai 2019	
		REALISE PAR BANGRE SALIFO		ECHELLE: 1/50	
				PLAN N° 5	

0:5



1.- NORME ET MATÉRIAUX.....	2
2.- ACTIONS.....	2
3.- DONNÉES GÉNÉRALES.....	2
4.- DESCRIPTION DU TERRAIN.....	2
5.- GÉOMÉTRIE.....	2
6.- SCHÉMA DES PHASES.....	3
7.- RÉSULTATS DES PHASES.....	3
8.- COMBINAI SONS.....	3
9.- DESCRIPTION DU FERRAI LLAGE.....	4
10.- VÉRIFI CATIONS GÉOMÉTRI QUES ET DE RÉSI STANCE.....	4
11.- VÉRIFI CATIONS DE STABI LI TÉ (CERCLE DE GLI SSEMENT LE PLUS DÉFAVORABLE).....	7
12.- QUANTITATIF.....	7



Sélection de récapitulatifs

Murs bajoyers du barrage de Loto

Date: 19/07/19

1.- NORME ET MATÉRIAUX

Norme: BAEL-91 (R-99) (France)

Béton: B25

Acier des barres: Fe E500

Type de fissuration: Préjudiciable

Enrobage sur le parement avant: 5.0 cm

Enrobage sur le parement arrière: 5.0 cm

Enrobage supérieur de la fondation: 5.0 cm

Enrobage inférieur de la fondation: 5.0 cm

Enrobage latéral de la fondation: 5.0 cm

Dimension du plus gros granulat: 30 mm

2.- ACTIONS

Poussée sur l'avant: Passive

Poussée sur l'arrière: Active

3.- DONNÉES GÉNÉRALES

Cote du terrain naturel: 0.00 m

Hauteur du mur au-dessus du terrain naturel: 0.00 m

Arase: Sans arase

Longueur du mur en vue en plan: 33.00 m

Distance entre joints: 5.00 m

Type de fondation: Semelle filante

4.- DESCRIPTION DU TERRAIN

Pourcentage du frottement interne entre le terrain et le parement avant du mur: 0 %

Pourcentage du frottement interne entre le terrain et le parement arrière du mur: 0 %

Evacuation par drainage: 100 %

Pourcentage de butée: 100 %

Cote butée: 0.50 m

Contrainte admissible: 0.400 MPa

Coefficient de frottement terrain-béton: 0.65

COUCHES

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
1	0.00 m	Poids volumique: 18.00 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 7.50 kN/m ³ Angle de frottement interne: 17.00 degrés Cohésion: 10.00 kN/m ²	Active arrière: 0.55 Passive avant: 1.83

5.- GÉOMÉTRIE

MUR

Hauteur: 7.65 m
Épaisseur supérieure: Avant: 17.5 cm / Arrière: 17.5 cm
Épaisseur inférieure: Avant: 17.5 cm / Arrière: 17.5 cm

SEMELLE FILANTE



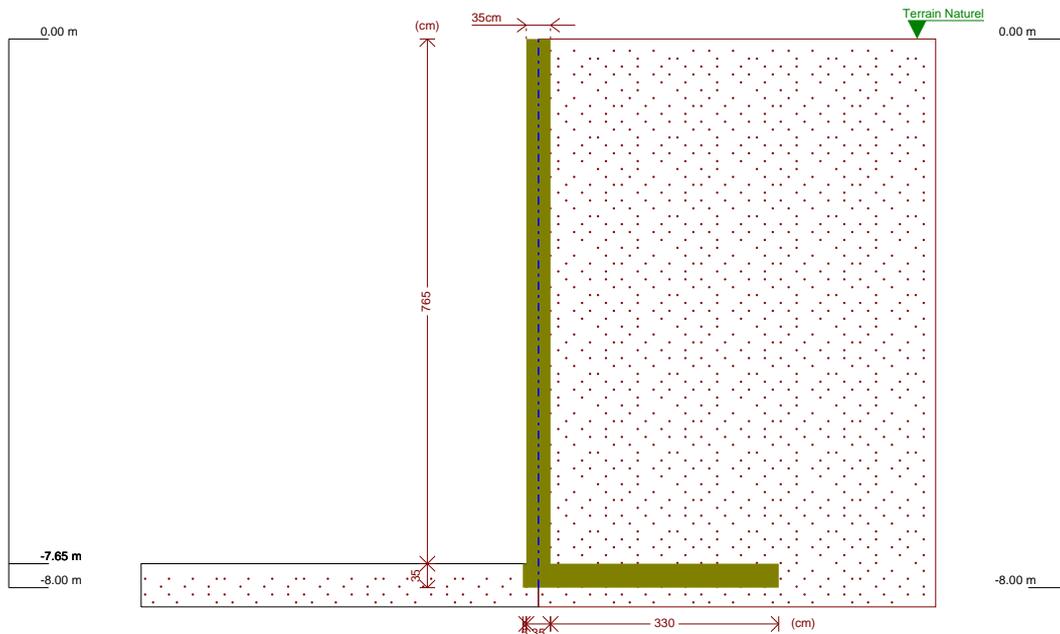
Sélection de récapitulatifs

Murs bajoyers du barrage de Loto

Date: 19/07/19

Avec patin et talon
 Épaisseur/Hauteur: 35 cm
 Débord avant / arrière: 5.0 / 330.0 cm
 Béton de propreté: 10 cm

6.- SCHÉMA DES PHASES



Phase 1: Phase

7.- RÉSULTATS DES PHASES

Efforts non majorés.

PHASE 1: PHASE

CHARGE PERMANENTE ET POUSSÉE DES TERRES

Cote (m)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (kN-m/m)	Diagramme de poussée (kN/m ²)	Pression hydrostatique (kN/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.75	6.44	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.51	12.96	0.00	0.00	0.04	0.00
-2.27	19.49	2.87	0.73	7.52	0.00
-3.03	26.01	11.44	5.81	15.01	0.00
-3.79	32.53	25.69	19.56	22.50	0.00
-4.55	39.06	45.64	46.30	30.00	0.00
-5.31	45.58	71.29	90.38	37.49	0.00
-6.07	52.10	102.62	156.10	44.98	0.00
-6.83	58.63	139.65	247.81	52.47	0.00
-7.59	65.15	182.37	369.81	59.96	0.00
Maximum	65.67 Cote: -7.65 m	185.99 Cote: -7.65 m	380.86 Cote: -7.65 m	60.60 Cote: -7.65 m	0.00 Cote: 0.00 m
Minimum	0.00 Cote: 0.00 m	0.00 Cote: 0.00 m	0.00 Cote: 0.00 m	0.00 Cote: 0.00 m	0.00 Cote: 0.00 m

8.- COMBI NAI SONS

HYPOTHÈSES

- 1 - Charge permanente
- 2 - Poussée des terres



Sélection de récapitulatifs

Murs bajoyers du barrage de Loto

Date: 19/07/19

COMBINAISONS POUR LES ÉTATS LIMITES ULTIMES

Combinaison	Hypothèses	
	1	2
1	1.00	1.00
2	1.35	1.00
3	1.00	1.35
4	1.35	1.35

COMBINAISONS POUR LES ÉTATS LIMITES DE SERVICE

Combinaison	Hypothèses	
	1	2
1	1.00	1.00

9.- DESCRIPTION DU FERRAILLAGE

COURONNEMENT				
Armature supérieure: 2HA16				
Ancrage avant / arrière: 24 / 24 cm				
TRONÇONS				
Num.	Avant		Arrière	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	HA10e=15 Recouvrement: 0.45 m	HA10e=15	HA10e=15 Recouvrement: 0.45 m	HA10e=15
SEMELLE SUPERFICIELLE				
Armature	Longitudinal		Transversal	
Supérieure	HA10e=15		HA10e=15 Longueur d'ancrage en prolongation: 45 cm Crosse arrière: 15 cm	
Inférieure	HA10e=15		HA10e=15 Crosse avant / arrière: 15 / 15 cm	
Longueur d'ancrage courbe en amorce: 30 cm				

10.- VÉRIFICATIONS GÉOMÉTRIQUES ET DE RÉSISTANCE

Référence: Mur: Murs bajoyers du barrage de Loto		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur: Critère de CYPE	Maximum: 361.6 kN/m Calculé: 251 kN/m	Vérifiée
Epaisseur minimale du tronçon: Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement: Guide de conception générale"	Minimum: 15 cm Calculé: 35 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales: BAEL-91, Article A.7.2,5	Minimum: 4.5 cm	
- Arrière:	Calculé: 14 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 14 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales: BAEL-91, Article A.4.5,33	Maximum: 25 cm	
- Arrière:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face: BAEL-91, Article SETRA 3.4.3	Minimum: 0.0015	
- Arrière (-7.65 m):	Calculé: 0.00149	Non vérifiée



Sélection de récapitulatifs

Murs bajoyers du barrage de Loto

Date: 19/07/19

Référence: Mur: Murs bajoyers du barrage de Loto		
Vérification	Valeurs	État
- Avant (-7.65 m):	Calculé: 0.00149	Non vérifiée
Pourcentage mécanique horizontal minimum par face: Article A.8.2,41 de la norme BAEL-91	Minimum: 0.00037	
- Arrière:	Calculé: 0.00149	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 0.00149	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue: - Arrière (-7.65 m): BAEL-91, Article B.6.4	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00149	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue: - Arrière (-7.65 m): BAEL-91, Article A.4.2, 1	Minimum: 0.00096 Calculé: 0.00149	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée: - Avant (-7.65 m): Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00149	Vérifiée
Section minimale des armatures verticales de la face comprimée: - Avant (-7.65 m): BAEL-91, Article A.8.1,21	Minimum: 4 cm ² /m Calculé: 5.23 cm ² /m	Vérifiée
Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale total: - (0.00 m): Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91	Maximum: 0.05 Calculé: 0.00299	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales: BAEL-91, Article A.7.2,5	Minimum: 3 cm	
- Arrière:	Calculé: 13 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 13 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres: BAEL-91, Article A.4.5,33	Maximum: 25 cm	
- Armature verticale Arrière:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature verticale Avant:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures horizontales: BAEL-91, Article A.4.5,3	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales: BAEL-91, Article A.4.5,3	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée: Vérification réalisée par unité de longueur de mur		Non vérifiée
Vérification à l'effort tranchant: BAEL-91, Article A.5.2,2	Maximum: 344.1 kN/m Calculé: 227.5 kN/m	Vérifiée
Longueur de recouvrement: BAEL-91, Article A.6.1,2	Calculé: 0.45 m	
- Base arrière:	Minimum: 0.44 m	Vérifiée
- Base avant:	Minimum: 0.26 m	Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement: Critère de CYPE	Calculé: 24 cm	
- Arrière:	Minimum: 24 cm	Vérifiée
- Avant:	Minimum: 0 cm	Vérifiée
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement: Critère de CYPE	Minimum: 4 cm ² Calculé: 4 cm ²	Vérifiée
Quelques conditions n'ont pas été vérifiées		
Information additionnelle:		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Arrière: -7.65 m		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Avant: -7.65 m		
- Section critique en flexion composée: Cote: -7.65 m, Md: 514.17 kN·m/m, Nd: 65.67 kN/m		



Sélection de récapitulatifs

Murs bajoyers du barrage de Loto

Date: 19/07/19

Référence: Mur: Murs bajoyers du barrage de Loto		
Vérification	Valeurs	État
- Section critique sous effort tranchant: Cote: -7.36 m		
Référence: Semelle filante: Murs bajoyers du barrage de Loto		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité: Valeur introduite par l'utilisateur.		
- Coefficient de sécurité au renversement:	Minimum: 1.8 Calculé: 2.23	Vérifiée
- Coefficient de sécurité au glissement:	Minimum: 1.5 Calculé: 1.72	Vérifiée
Épaisseur minimale:		
- Semelle superficielle: Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement: Guide de conception générale"	Minimum: 15 cm Calculé: 35 cm	Vérifiée
Contraintes appliquées au sol: Valeur introduite par l'utilisateur.		
- Contrainte moyenne:	Maximum: 0.4 MPa Calculé: 0.1491 MPa	Vérifiée
- Contrainte maximale:	Maximum: 0.5 MPa Calculé: 0.3655 MPa	Vérifiée
Flexion dans la semelle: Vérification basée sur des critères résistants		
- Armature sup. arrière:	Calculé: 5.23 cm ² /m Minimum: 64.45 cm ² /m	Non vérifiée
- Armature inf. arrière:	Minimum: 20.29 cm ² /m	Non vérifiée
- Armature inf. avant:	Minimum: 0.2 cm ² /m	Vérifiée
Effort tranchant: BAEL-91, Article A.5.2.2		
- Arrière:	Maximum: 350 kN/m Calculé: 160.9 kN/m	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 0 kN/m	Vérifiée
Longueur d'ancrage: BAEL-91, Article A.6.1.2		
- Attentes arrière:	Minimum: 28.5 cm Calculé: 28 cm	Non vérifiée
- Attentes avant:	Minimum: 28.5 cm Calculé: 28 cm	Non vérifiée
- Armature inf. arrière (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature inf. avant (Crosse):	Minimum: 11 cm Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature sup. arrière (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature sup. avant:	Minimum: 44 cm Calculé: 45 cm	Vérifiée
Enrobage:		
- Inférieure: DTU 13.12. Article 2,54.	Calculé: 5 cm Minimum: 4 cm	Vérifiée
- Latéral: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.1,3	Minimum: 5 cm	Vérifiée
- Supérieure: DTU 13.12. Article 2,54.	Minimum: 4 cm	Vérifiée
Diamètre minimum: Critère de CYPE		
- Armature transversale inférieure:	Minimum: Ø10 Calculé: HA10	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: HA10	Vérifiée



Sélection de récapitulatifs

Murs bajoyers du barrage de Loto

Date: 19/07/19

Référence: Semelle filante: Murs bajoyers du barrage de Loto		
Vérification	Valeurs	État
- Armature transversale supérieure:	Calculé: HA10	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: HA10	Vérifiée
Séparation maximale entre barres: BAEL-91, Article A.4.5,33	Maximum: 25 cm	
- Armature transversale inférieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Séparation minimale entre barres: Critère de CYPE	Minimum: 10 cm	
- Armature transversale inférieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique minimum:	Calculé: 0.00149	
- Armature longitudinale inférieure: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3	Minimum: 0.001	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3	Minimum: 0.0005	Vérifiée
- Armature transversale inférieure: Critère de CYPE	Minimum: 0.001	Vérifiée
- Armature transversale supérieure: Critère de CYPE	Minimum: 0.001	Vérifiée
Pourcentage mécanique minimal:	Calculé: 0.00149	
- Armature longitudinale inférieure: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3	Minimum: 0.00037	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3	Minimum: 0.00037	Vérifiée
- Armature transversale inférieure: BAEL-91, Article A.4.2	Minimum: 0.00096	Vérifiée
- Armature transversale supérieure: BAEL-91, Article A.4.2	Minimum: 0.00096	Vérifiée
Quelques conditions n'ont pas été vérifiées		
Information additionnelle:		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'arrière: 590.31 kN·m/m		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'avant: 2.50 kN·m/m		

11.- VÉRIFICATIONS DE STABILITÉ (CERCLE DE GLISSEMENT LE PLUS DÉFAVORABLE)

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): Murs bajoyers du barrage de Loto		
Vérification	Valeurs	État
Cercle de glissement le plus défavorable: Combinaisons sans séisme: - Phase: Coordonnées du centre du cercle (-1.10 m ; 1.02 m) - Rayon: 10.15 m: Valeur introduite par l'utilisateur.	Minimum: 1.5 Calculé: 1.136	Non vérifiée
Aucune vérification n'est valide		

12.- QUANTITATIF



Sélection de récapitulatifs

Murs bajoyers du barrage de Loto

Date: 19/07/19

Référence: Mur		Fe E500		Total
Nom de l'armature		HA10	HA16	
Armature de base transversal	Longueur (m)	221x7.84		1732.64
	Poids (kg)	221x4.83		1068.24
Armature longitudinal	Longueur (m)	52x32.90		1710.80
	Poids (kg)	52x20.28		1054.77
Armature de base transversal	Longueur (m)	221x7.84		1732.64
	Poids (kg)	221x4.83		1068.24
Armature longitudinal	Longueur (m)	52x32.90		1710.80
	Poids (kg)	52x20.28		1054.77
Armature poutre de couronnement	Longueur (m)		2x32.90	65.80
	Poids (kg)		2x51.93	103.85
Armature inférieure - Transversal	Longueur (m)	221x3.89		859.69
	Poids (kg)	221x2.40		530.03
Armature inférieure - Longitudinal	Longueur (m)	25x32.90		822.50
	Poids (kg)	25x20.28		507.10
Armature supérieure - Transversal	Longueur (m)	221x3.85		850.85
	Poids (kg)	221x2.37		524.58
Armature supérieure - Longitudinal	Longueur (m)	23x32.90		756.70
	Poids (kg)	23x20.28		466.54
Amorces - Transversal - Gauche	Longueur (m)	221x1.03		227.63
	Poids (kg)	221x0.64		140.34
Amorces - Transversal - Droite	Longueur (m)	221x1.03		227.63
	Poids (kg)	221x0.64		140.34
Total	Longueur (m)	10631.88	65.80	
	Poids (kg)	6554.95	103.85	6658.80
Total avec pertes (10.00%)	Longueur (m)	11695.07	72.38	
	Poids (kg)	7210.45	114.23	7324.68

Résumé des quantitatifs (pertes d'acier incluses)

Élément	Fe E500 (kg)			Béton (m ³)	
	HA10	HA16	Total	B25	Propreté
Référence: Mur	7210.45	114.23	7324.68	131.09	12.21
Total	7210.45	114.23	7324.68	131.09	12.21