



**ETUDES COMPARATIVES DE TROIS TYPES DE
DEVERSOIRS (CREAGER ; BLOCS FUSIBLES ; PIANO
KEYS WEIRS) : CAS DE LA RECONSTRUCTION DU
BARRAGE DE BOMBORE (V3), AU BURKINA FASO**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INGENIERIE
DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUE
SPECIALITE : EAUX AGRICOLES**

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par :

ZARE Salama

Travaux dirigés par :

M. LO Moussa, Enseignant 2iE

M. DRABO Képián, Ingénieur du Génie Rural DGIH

Dr NIANG Dial, Enseignant chercheur 2iE

Dr BIAOU Angelbert, Enseignant chercheur 2iE

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Adjadi Lawani MOUNIROU

Membres et Correcteurs : M. Moussa FAYE

M.Gnenakantanhan COULIBALY

Promotion [2016/2017]





DEDICACE

Je dédie ce mémoire à ma famille, pour m'avoir soutenu
depuis toujours

REMERCIEMENTS

Nous témoignons nos sincères remerciements à :

- Monsieur GUISSOU Patrice, Directeur Général la DGIH et de manière plus large, à l'ensemble du personnel, qui n'ont ménagé aucun effort pour m'assurer la logistique requise afin de mener à bien les activités prévues pendant cette période de 6 mois de stage ;
- Monsieur SEGDA Koudougou Achille, Directeur de la Maintenance des Ouvrages Hydrauliques pour sa disponibilité ;
- Mon co-encadreur, Monsieur DRABO Képián, qui malgré ses multiples occupations, n'a ménagé aucun effort pour me soutenir dans l'élaboration de ce précieux mémoire.
- Monsieur LO Moussa, enseignant à la Fondation 2iE d'avoir accepté de m'encadrer pour la réalisation de ce précieux mémoire ;
- Dr BIAOU Angelbert, Enseignant chercheur 2iE, chef du département Génie Civil et Hydraulique pour m'avoir enseigné et permis que je sois à cette étape de ma formation ;
- Dr NIANG Dial, Enseignant chercheur 2iE, pour sa disponibilité et ses conseils.
- A l'ensemble du corps professoral et administratif de la Fondation 2iE, plus particulièrement au personnel enseignant.
- Mon frère ZARE Adama et son épouse ZARE Andréa pour leurs soutiens illimités ;
- Mon épouse ZARE Rasmata et mes enfants (Mounira, Samira et Yasmine) pour vos soutiens ;

RESUME

Le présent mémoire traite de l'étude comparative de trois types de déversoirs (Creager, Blocs fusibles, Piano Keys Weirs) : cas de la reconstruction du barrage de Bomboré (V3) dans la commune de MOGTEDO au Burkina Faso. Les résultats de dimensionnement nous donne une digue en remblai homogène est de 675m de long (y compris le déversoir) pour 8,5m de hauteur. La cuvette se situe à l'exutoire d'un bassin versant de 10,8 km². Trois variantes de déversoirs frontal, en béton sont proposées pour évacuer une crue centennale de 49m³/s. L'étude comparative des déversoirs a permis de constater que le coût du projet en fonction des déversoirs est très proche : Creager (616 784 319 FCFA), Blocs fusibles (620 396 819 FCFA), PKWeirs (638 834 831 FCFA). D'autres paramètres tels que la performance, la durabilité, la débitance, les charges d'entretien, la contribution à la sécurité de l'ouvrage ont permis de classer le PKWeirs, loin devant les blocs fusibles et le Creager. L'objectif de l'étude étant, d'améliorer la sécurité du barrage, nous retiendrons le projet avec le PKWeirs qui permet d'évacuer la crue de rupture ($Q_{\text{rupture}} = 327\text{m}^3/\text{s}$) avec une charge crête de ($h = 1\text{m}$). Le coût du projet retenu est de : 638 834 831 FCFA.

Mots-clés :

- 1 - Barrage
- 2 – Déversoir Creager
- 3 – Déversoir blocs fusibles
- 4 - PKWeirs
- 5 – Burkina Faso

ABSTRACT

This paper deals with the results of the comparative study of three types of weirs (Creager, Fuse block, Piano Keys Weirs) in the case of the reconstruction of Bomboré (V3), Burkina Faso. The dike of the dam is in homogeneous embankment, 675m long (including the weir) for 8.5m in height. The basin is located at the outlet of a catchment area of 10.8 km². Three versions of frontal, concrete weirs are proposed to evacuate a centennial flood of 49m³ / s. The comparative project with the spillways revealed that the cost of production is very close: Creager (616 784 319 FCFA), Fusible block (620 396 819 FCFA), Piano Keys Weirs (FCFA 638 834 831FCFA). Other parameters such as performance, durability, flow rate, maintenance loads and contribution to the safety of the structure have made it possible to classify the Piano Keys Weirs, far in front of the fuse blocks and to Creager. The objective of the study being the contribution to the safety of the dam, we will retain the project with the Piano Keys Weirs which allows to evacuate the rupture flood ($Q_{\text{rupture}} = 327\text{m}^3/\text{s}$) with a peak load of ($h = 1\text{m}$). The cost of the project is 638 834 831 FCFA.

Key words:

- 1 - Dam
- 2 - Creager Spillway
- 3 - Fuse block weir
- 4 – Piano Keys Weirs
- 5 – Burkina Faso

LISTE DES ABREVIATIONS

AGETEER	Agence d'Exécution des Travaux Eau et Equipement Rural
AGMG	Association Génération Montante de Ganzourgou;
BOAD	Banque Ouest Africaine de Développement
CIEH	Comité Interafricain des Etudes Hydrauliques
CIGB	Comité International des Grands Barrages
DGIH	Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques
EIER	Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs d'Equipement Rurale
FAO	Fonds des Nations Unies pour l'Agriculture de l'Alimentation
IRD	Institut de Recherche pour le Développement
ONBAH	Office National de Barrages et des Aménagements Hydro-agricoles
ORSTOM	Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
PHE	Plan des Hautes Eaux
PKWeirs	Piano Keys Weirs

Table des matières

DEDICACE.....	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	x
LISTE DES FIGURES.....	xi
I. INTRODUCTION GENERALE.....	1
I.1. Introduction.....	1
I.2. Contexte et objectif de l'étude	1
I.2.1. Contexte	1
I.2.2. Objectif général.....	2
II. GENERALITES SUR LES DEVERSOIRS	3
II.1. Déversoir de type CREAGER.....	3
II.2. Déversoir de type blocs fusibles	3
II.3. Déversoir de type PK-weirs.....	4
III. MATERIEL ET METHODES	5
III.1. CARACTERISATION DE LA ZONE D'ETUDE	5
III.1.1. Localisation et accès au site	5
III.1.2. Climat et végétation.....	5
III.1.3. Sol et hydrographie	6
III.1.4. Démographie	6
III.2. MATERIEL	7
III.3. METHODES	7
III.3.1. ETUDE HYDROLOGIQUE	8
III.3.1.1. Caractérisation du bassin versant	8
III.3.1.2. Analyse fréquentielle des pluies.....	9
III.3.1.3. Calcul des crues	10
III.3.2. ETUDE DE LA RETENUE.....	13
III.3.2.1. Calcul des apports liquides	13
III.3.2.2. Calcul des pertes	14
III.3.2.3. Evaluation des besoins.....	14
III.3.2.4. Evaluation du volume de la retenue.....	15
III.3.2.5. Simulation de l'utilisation de la retenue	15
III.3.2.6. Exploitation de la retenue	16
III.3.3. CONCEPTION DE LA DIGUE ET DES OUVRAGES ANNEXES.....	17
III.3.3.1. Dimensionnement de la digue	17

III.3.3.2. infiltration et stabilité de la digue	18
III.3.3.3. Stabilité des pentes.....	19
III.3.3.4. Ouvrages annexes	19
III.3.3.4.1. Dimensionnement du bassin de dissipation.....	19
III.3.3.4.2. Chenal d'évacuation	20
III.3.3.4.3. Protection aval du bassin	21
III.3.3.4.4. Murs bajoyers	21
III.3.3.4.5. Ouvrage de prise.....	21
III.3.3.4.6. Ouvrage de vidange	22
III.3.4. CONCEPTION DES DEVERSOIRS (CREAGER, BLOCS FUSIBLES ET PIANO KEYS WEIRS) ET ETUDE COMPARATIVE.....	23
III.3.4.1. Dimensionnement du déversoir Creager	23
III.3.4.2. Dimensionnement du déversoir blocs fusibles	26
III.3.4.3. Dimensionnement du déversoir piano keys weirs (PKWEIRS)	28
III.3.4.4. Etude comparative des déversoirs.....	30
IV. RESULTATS ET DISCUSSION.....	31
IV.1. ETUDE HYDROLOGIQUE.....	31
IV.1.1. Délimitation du bassin versant	31
IV.1.2. Caractéristiques du bassin versant	32
IV.1.3. Etude de la pluviométrie	33
IV.1.4. Étude des crues.....	34
IV.2. ETUDE DE LA RETENUE	36
IV.2.1. Evaluation des besoins en eau.....	36
IV.2.2. Evaluation des pertes.....	36
IV.2.3. Calcul des apports solides et liquides.....	36
IV.2.3.1. Calcul des apports solides	36
IV.2.3.2. Calcul des apports liquides	37
IV.2.3.3. Volume de la cuvette.....	37
IV.2.3.4. Simulation de l'utilisation de la retenue.....	38
IV.2.3.5. Exploitation de la retenue	38
IV.3. CONCEPTION DE LA DIGUE ET DES OUVRAGES ANNEXES	39
IV.3.1. Résultats de conception de la digue.....	39
IV.3.1.1. Vérification de la stabilité de la digue.....	40
IV.3.2. Résultats des ouvrages annexes	40
IV.3.2.1. Bassin de dissipation.....	40
IV.3.2.2. Ouvrage de prise et de vidange.....	41
IV.3.2.3. Mur bajoyer.....	41
IV.4. CONCEPTION DES DEVERSOIRS.....	43

IV.4.1. Déversoir Creager	43
IV.4.2. Déversoir blocs fusibles	45
IV.4.3. Déversoir PK Weirs	46
IV. 4.4. Comparaison des déversoirs	47
IV.4.5. DISCUSSION	50
V. CONCLUSION, RECOMMANDATIONS	52
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Bilan des forces appliquées au déversoir Creager.....	25
Tableau 2: Bilan de forces appliquées à un bloc fusible	27
Tableau 3: Données du modèle de référence	29
Tableau 4: Caractéristiques du bassin versant du barrage de Bomboré (V3)	32
Tableau 5: Synthèse des résultats du calcul des crues	34
Tableau 6: Hauteur de la charge en fonction du débit (cas du Creager)	35
Tableau 7: Résultats du calcul des apports liquides	37
Tableau 8: Synthèse des résultats de conception de la digue	39
Tableau 9: Synthèse des résultats de dimensionnement du bassin de dissipation	40
Tableau 10: Résultats de conception des ouvrages de prise et de vidange	41
Tableau 11: Résultats de dimensionnement géométrique du mur bajoyer.....	41
Tableau 12: Synthèse des résultats de dimensionnement du déversoir Creager.....	43
Tableau 13: Résultats d'étude de la stabilité du déversoir Creager	44
Tableau 14: Synthèse des résultats de dimensionnement du déversoir blocs fusibles.....	45
Tableau 15: Résultats du dimensionnement du PKWeirs	46
Tableau 16: Comparaison des paramètres hydrauliques des déversoirs	47
Tableau 17: Résultats de la contribution des déversoirs à la sécurité du barrage	48
Tableau 18: Appréciation de la charge d'entretien des déversoirs	49
Tableau 19: Technologie de mise en œuvre et de la durabilité des déversoirs	49
Tableau 20: synthèse des coûts du projet	49

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Outil de dimensionnement d'une digue homogène	18
Figure 2: Outil de pré dimensionnement d'un mur bajoyer (Berton, 1988)	21
Figure 3: Outil de dimensionnement d'un profil Creager	24
Figure 4: Schéma statique de la stabilité du déversoir Creager	24
Figure 5: Schéma statique de la stabilité d'un bloc fusible.....	27
Figure 6: Carte de localisation du village de Bomboré(V3)	5
Figure 7: Bassin versant du barrage de Bomboré (V3).....	31
Figure 8: Analyse fréquentielle des pluies journalières	33
Figure 9: Analyse fréquentielle des pluies annuelles	34
Figure 10: Courbe d'exploitation de la retenue.....	38
Figure 11: cercle de glissement le plus défavorable généré avec CYPE	Erreur ! Signet non défini.
Figure 12: coupe transversale du mur bajoyer généré avec le logiciel CYPE	42
Figure 13: Paramètres géométriques du déversoir Creager	43
Figure 14: Diagramme de stabilité des blocs fusibles.....	45
Figure 15: Courbes de débitance des déversoirs	48

FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE BOMBORE(V3)

I. LOCALISATION		
Village : Bomboré (V3)		
Commune : Mogtedo		
Province : Ganzourgou		
Région : Plateau central		
Coordonnées du site : latitude (1206'20,88'') ; longitude (0056'20,76'')		
Désignation	Unité	Caractéristiques
II. BASSIN VERSANT		
Superficie	km ²	10,862
Pluviométrie moyenne annuelle	mm	761
Débit de projet	m ³ /s	49
Apports en année décennale sèche	m ³ /s	500.664,5
III. CUVETTE		
Côte PHE	m	301,3
Côte PEN	m	300,75
Volume d'eau au PHE	m ³	729505
Volume d'eau au PEN	m ³	546757 ,5
Superficie au PHE	ha	41,5
Superficie au PEN	ha	31,5
IV. DIGUE		
Type	-	Homogène en argile
Côte de calage	m	302
Hauteur maximale par rapport au lit mineur	m	8,5
Largeur en crête	m	4
Longueur (déversoir + digue)	m	675
Pente du talus amont = Pente du talus aval	-	1/2
VI. OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE		
Position		
Nature et diamètre		
Côte amont	m	298
Côte aval	m	variable
V. DEVERSOIRS		

V.1. Creager-		
Hauteur	m	7,25
Côte crête	m	300,75
Charge maximale sur le seuil	m	0,55
Longueur déversant	m	58
V.2. Blocs fusibles-		
Hauteur	m	7.25
Côte crête	m	300,75
Charge maximale sur le seuil	m	0,60
Longueur déversant	m	58
V.3. Piano Keys Weirs		
Nombre d'alvéole	-	8
Côte crête	m	300,75
Charge maximale sur le seuil	m	0,20
Longueur déversant	m	30

I. INTRODUCTION GENERALE

1.1. Introduction

Le Burkina Faso est un pays situé en zone sahélienne. Son climat est caractérisé par une faible pluviométrie sur une grande partie de son territoire. En effet depuis plusieurs décennies le pays est confronté aux changements climatiques rendant fragile son agriculture. Pour corriger cette situation, les décideurs sous l'accompagnement des partenaires techniques et financier (BOAD) se sont orientés vers la construction de plusieurs ouvrages à vocation hydro-agricole. C'est dans ce contexte que notre étude a été initiée dans le village de Bomboré (V3), en vue d'améliorer les conditions de vie de la population. Pour la mise en œuvre d'un tel projet de construction de barrage, le choix du type de déversoir représente un élément capital. Ceci est d'autant plus important que la sécurité de l'ouvrage doit être assurée par un dispositif qui permet d'évacuer les crues extrêmes.

L'évacuateur de crue constitue l'organe principal de sécurité des barrages, son rôle est d'assurer le passage des eaux en surplus dans des conditions favorables à la sécurité du barrage et sans créer de risque d'érosion ou d'inondation en aval. Cependant, le coût de cet ouvrage reste une préoccupation majeure pour les concepteurs.

Compte tenu du changement climatique, de l'envasement des barrages et de leur perte de capacité, de nouvelles solutions permettant d'améliorer la sécurité des barrages ont été mises au point récemment (Lampérière et al, 2003). Ces solutions sont, les déversoirs non rectilignes qui regroupent les déversoirs en labyrinthe, les hausses fusibles et le PK-Weir.

1.2. Contexte et objectif de l'étude

1.2.1. Contexte

Le barrage de Bomboré (V3) a été construit en 1983 sous la révolution dans un contexte où la préoccupation des politiques était le nombre de barrages hydro-agricoles réalisés en vue d'assurer l'auto-suffisance alimentaire. Le barrage a permis pendant quatre (4) ans de subvenir aux besoins en eaux des populations de Bomboré(V3) et des villages environnants. Après 4 ans d'exploitation, la digue du barrage a été emportée par un phénomène de renards dû aux insuffisances constatées dans les études techniques (EMERGENCE ingénierie, 2016). Selon ces mêmes auteurs, les études géotechniques n'ont pas été faites et la poche de sable au niveau des fondations n'a pas été purgée également avant la réalisation de l'ouvrage. Ce qui explique la rupture de la digue. Depuis cette rupture, toutes les tentatives des populations pour la reconstruction du barrage ont été sans succès.

Aujourd'hui Grace à l'initiative de l'association Génération Montante de la province du Ganzourgou (AGMG) et du gouvernement du Burkina Faso, des études techniques ont été réalisées par le bureau EMERGENCE ingénierie. Ces études visaient la constitution d'un dossier technique pour une recherche de financement en vue de la reconstruction du barrage dans l'intérêt des populations. L'Agence d'Exécution des Travaux Eau et Equipement Rural (AGETEER) qui assure la maîtrise d'ouvrage déléguée de ce projet a confié la mise en œuvre au bureau d'études EMERGENCE ingénierie.

1.2.2. Objectif général

L'objectif général de cette étude est de contribuer à la sécurité du barrage de Bomboré (V3) par la réalisation des études de conception et le choix de la meilleure option parmi les déversoirs (Creager, blocs fusibles, Piano Key Weir) qui assure la longévité de l'ouvrage.

Pour atteindre cet objectif, les travaux ci-dessous seront effectués :

- Etude hydrologique ;
- Etude de la retenue ;
- Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes ;
- Dimensionnement des déversoirs (Creager, Blocs fusibles, PKWeirs) ;
- Etude comparative des déversoirs et choix d'un projet.

II. GENERALITES SUR LES DEVERSOIRS

Dans le cadre de cette étude comparative, l'accent sera mis dans cette partie sur la description des différents types de déversoirs. Un déversoir ou évacuateur de crue est une structure construite pour dériver ou évacuer l'eau retenue derrière une vanne ou un barrage fixe dont la hauteur excéderait une certaine limite (la crête de l'ouvrage). La description portera sur les trois types de déversoir suivant: Creager, Blocs fusibles et PKWeirs.

II.1. Déversoir de type CREAGER

L'évacuateur de crue de type creager est le plus ancien de ces trois déversoirs sur lesquels porte notre étude. Son mode de fonctionnement est tel que le fluide est évacué en suivant l'allure de la parabole et permet de minimiser le poids de l'eau sur l'ouvrage.

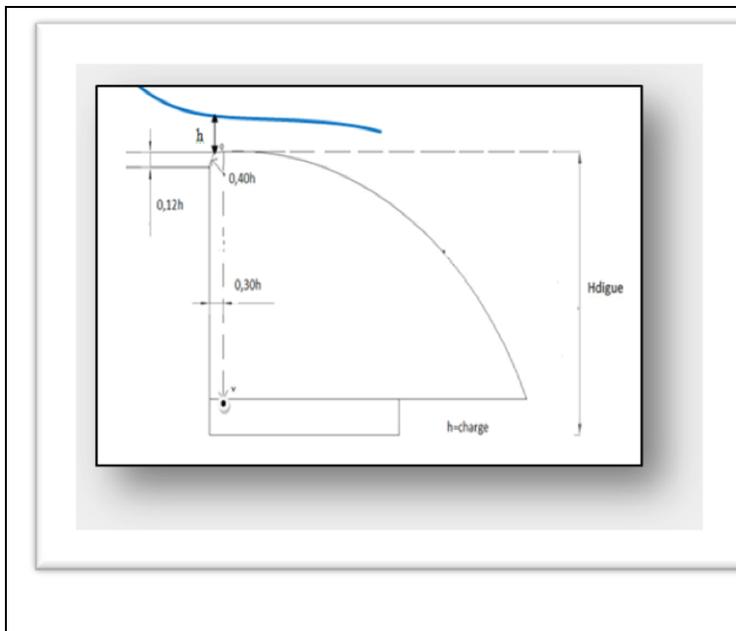


Figure : Déversoir type creager

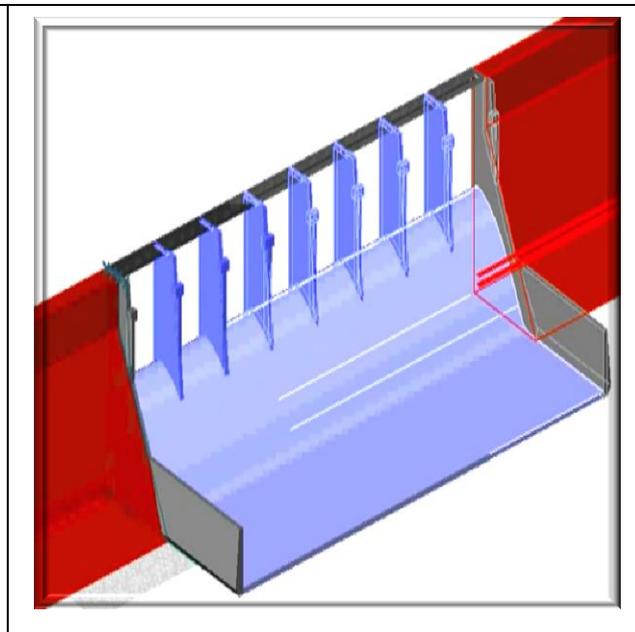
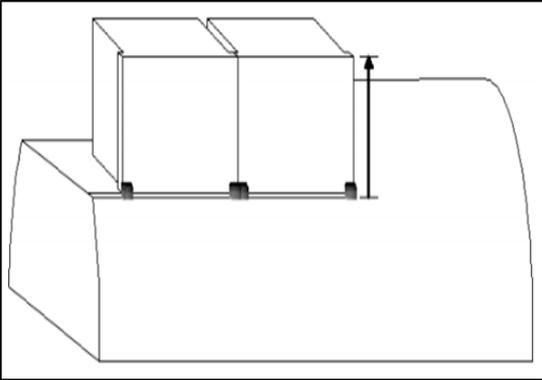


Figure : vue 3D du déversoir, par le logiciel Grasshopper creager

II.2. Déversoir de type blocs fusibles

Le principe des blocs fusibles est de mettre en place des blocs en béton indépendants les uns des autres, côte à côte sur le seuil d'un déversoir existant ou sur le sommet d'un barrage poids nouveau. Ces éléments en béton ont des caractéristiques géométriques un peu différentes les unes des autres, ce qui entraîne le basculement de chacun de ces éléments pour un niveau d'eau à l'amont différent. Les blocs ont la même hauteur et la même longueur.

La largeur du bloc est différente d'un bloc à un autre de façon à permettre le basculement de chaque élément à partir d'une charge d'eau prédéfinie.

	
<p>Figure : Schéma Blocs fusibles</p>	<p>Figure : Le barrage Blocs Fusibles de Gaskaye, situé à 35 km au Nord de Ouagadougou</p>

II.3. Déversoir de type PK-weirs

Le PK-weirs est une forme de déversoir en labyrinthe associé à des porte-à-faux, permettant d'augmenter la longueur développée du déversoir tout en réduisant son emprise sur le projet.

Il permet également l'évacuation d'un débit important comparativement au déversoir de type Creager.

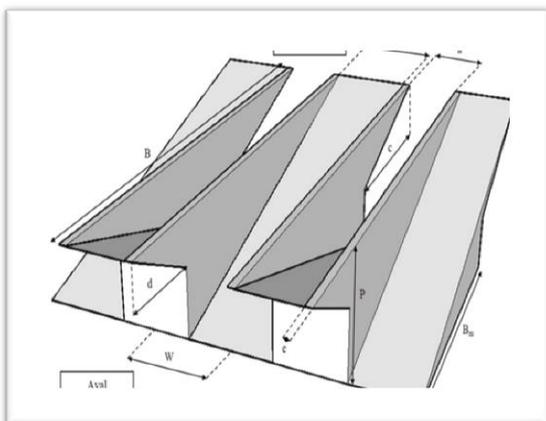


Figure : Schéma PK-weirs

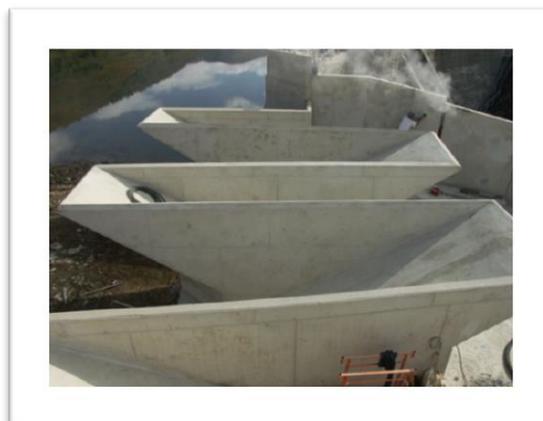


Figure : Déversoir de type PK-weirs (Barrage de Goulours en France)

III. MATERIEL ET METHODES

III.1. CARACTERISATION DE LA ZONE D'ETUDE

III.1.1. Localisation et accès au site

Le village de Bomboré (V3) qui abrite le site du barrage est situé dans l'axe Ouaga -zorgho, dans la province du Ganzourgou. L'accès au site se fait par la Route Nationale 4 (RN4) en passant par Mogtédou puis par une piste rurale de Mogtédou à Bomboré (V3) en passant par yaika. Il est limité à l'ouest par la zone pastorale de Mankarga (Bombole V3), au nord par le campement peulh, au sud par le quartier Yarcin et à l'Est par le quartier Barrage-poore.

Les coordonnées géographiques du barrage selon le GPS GARMIN 60

Coordonnées géographiques du barrage de Bomboré (V3)

Abscisse : 724461.00Me ordonnée : 1338541.00 mN

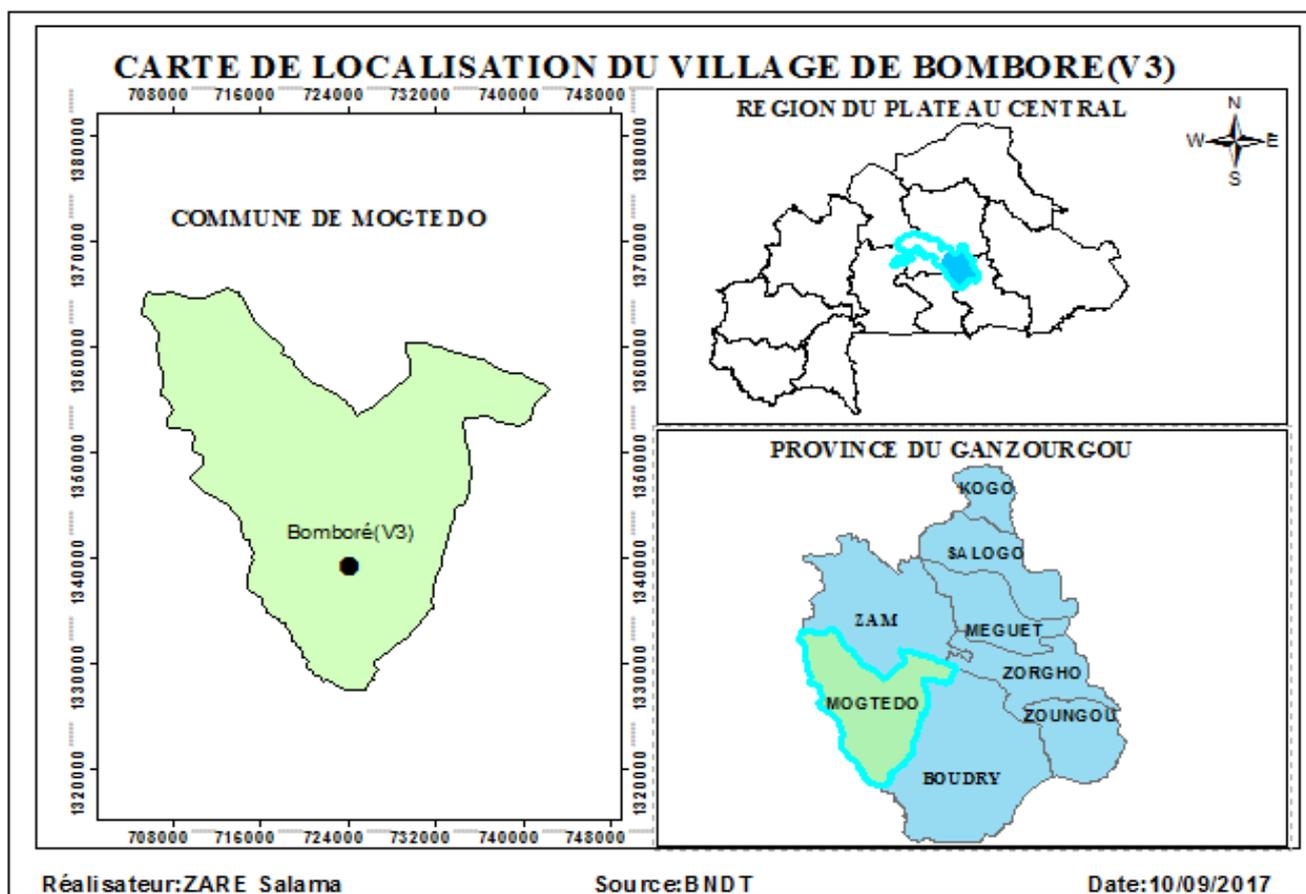


Figure 1: Carte de localisation du village de Bomboré (V3)

III.1.2. Climat et végétation

Le site du barrage de Bomboré (V3) appartient à la zone tropicale sèche et la station synoptique la plus proche est celle de Ouagadougou aéroport.

La pluviométrie moyenne de Bomboré est comprise entre 600 et 900mm.

Le climat se caractérise par une alternance de deux saisons :

- Une saison sèche de 8 mois
- Une saison pluvieuse de 4 mois

Les températures minimales et maximales annuelles de 1971 à 2010 se situent entre 16°C et 39°C dans la zone du projet.

La végétation est dominée par :

- **Des espèces ligneuse** (parkia biglobosa ,vitellaria paradox a,bombax costatum,adansonia digitata,tamarindus indica ,lannea microcarpa...)
- **Des herbacées** (loudetia togoenis,pennisetm pedicelatum,andropogon gayanus...)

III.1.3. Sol et hydrographie

Sur le plan hydrographique, la commune est drainée par un seul cours d'eau, le Bomboré et quelques affluents du Nakambé.

Les principaux types de sols rencontrés dans la commune sont par ordre d'importance (superficie) :

- Les sols argileux (Bollée) sont répandus sur l'ensemble du terroir de la commune, et principalement dans les bas- fonds.
- Les sols gravillonnaires (kugr-zinga), peu fertiles pour l'agriculture, ils sont généralement utilisés comme zones de pâturage, mais compte tenu de la pression anthropique, on y pratique l'agriculture ;
- Les sols sablonneux (binsri), disséminés dans la commune sont utilisés pour la culture des céréales, arachides, du niébé bien qu'ils soient peu fertiles ;
- Les sols limono-argileux (menega) sont très peu répandus .ce sont des sols inondables utilisés pour riziculture, leur exploitation nécessite souvent des aménagements.

III.1.4. Démographie

Selon les données du dernier recensement général de la population et des habitations (RGPH 2006), la population de Bomboré V(3) s'élevait à 2137 personnes réparties au sein de 317 ménages. Une projection de cette population aux taux de croissance de 4,38% qui est le taux de croissance moyen, annuelle entre les deux derniers recensements 1996 et 2006, donne un effectif de 3281 habitants en 2016. Dans le cadre de la conduite de nos travaux, une méthodologie a été mise en place et l'utilisation de matériel informatique pour le traitement des données a permis d'obtenir des résultats.

III.2. MATERIEL

Le traitement des données dans le cadre de cette étude à été réalisé avec les outils suivants :

- ❖ **Google earth** et **Global mapper**, ont été utilisés pour la délimitation du bassin versant et sa caractérisation ;
- ❖ **Arc GIS**, a été utilisé pour la cartographie et la mise en forme du bassin versant;
- ❖ **HYDROLAB**, a été utilisé pour la vérification des calculs de l'analyse fréquentielle des pluies ;
- ❖ **Auto CAD** et **COVADIS**, pour la réalisation des plans ;
- ❖ **CYPE**, pour le calcul du mur bajoyer ;
- ❖ **GEO-SLOPE**, pour la vérification de la stabilité des talus.
- ❖ **ZOTERO**, pour la bibliographie
- ❖ **Les données utilisées dans le cadre de cette étude sont :**
 - Levés topographiques de la cuvette et de l'axe de la digue
 - Pluviométrie moyenne annuelle de Zorgho
 - Pluviométrie maximale journalière de Zorgho
 - Résultats des études géotechniques

III.3. METHODES

La démarche utilisée pour atteindre nos objectifs se résume en quatre points :

Phase1 : recherche documentaire

Elle a consisté à faire une revue des rapports sur les barrages dans la structure d'accueil, une lecture de document à la bibliothèque de Zie et une recherche sur internet portant sur les différents types de déversoir (Creager, blocs fusibles et Piano Keys Weirs).

Phase2 : La collecte et l'organisation des données

Elle concerne principalement les données climatiques (pluviométriques, évapotranspiration et température) et faire la synthèse des études de base (Topographique, géotechnique, environnementale et socio-économique), qui ont été réalisé par le bureau (EMERGENCE, ingénierie)

Phase3 : visite de site

Les visites de terrain ont été effectuées sur les ruines du barrage de Bomboré et sur d'autres barrages dans le but d'une observation des types de déversoirs qui y sont installés.

Phase4 : Analyse et traitement des données

III.3.1. ETUDE HYDROLOGIQUE

L'étude hydrologique a permis de caractériser le bassin versant, de faire une analyse fréquentielle des pluies et de calculer les crues.

II.3.1.1. Caractérisation du bassin versant

Le traitement des images avec le logiciel global mapper nous a permis de générer les paramètres suivants: Surface ,Périmètre ,Côte max et Côte min ,longueur de l'écoulement le plus long , longueur de l'ensemble des écoulements ,pente moyenne , pente transversale moyenne.

a) Indice de forme ou coefficient de Gravélus (K_g)

Il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie (Triboulet et al, 1996).

$$K_g = 0,282. P / \sqrt{S}$$

- P : est le périmètre stylisé du bassin, en km ;
- S : est la superficie du bassin, en km²

b) Densité de drainage (D_d)

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la superficie du bassin versant:

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

c) Longueur du rectangle équivalent (L_r)

C'est la longueur du rectangle ayant la même surface et le même périmètre que le bassin versant :

$$L_r = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16 * S}}{4}$$

- P : est le périmètre stylisé du bassin, en km ;
- S : est la superficie du bassin, en km²

d) Indice global de pente (I_g)

Cet indice caractérise le relief d'un bassin : $I_g = \frac{\Delta H}{L}$ (m/km)

- L : longueur du rectangle équivalent, exprimée en km ;
- ΔH : représente la dénivelée, exprimée en mètres, séparant les altitudes ayant

(5% et 95%) de la surface du bassin au dessus d'elle ; ces altitudes sont déterminées sur la courbe hypsométrique (Triboulet et al, 1996).

e) Indice global de pente corrigée

Si 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_{gcor} , avec :

$$I_{gcor} = \frac{(n-1)I_g + I_t}{n}$$

n : coefficient qui varie en fonction de la longueur.

I_t : moyenne des pentes transversales

f) *Dénivelée spécifique (Ds):*

Elle s'exprime en mètres et est indépendante, en théorie, de l'aire du bassin.

(Triboulet et al, 1996) a défini trois classes de relief en fonction de la dénivelée spécifique.

On peut distinguer différentes classes de relief (faible, modéré, fort) en fonction de (Ds).

$$Ds = I_g \cdot \sqrt{S}$$

NB : La classification du bassin versant a été réalisée en fonction de la surface, l'infiltrabilité et la pente par la méthode ORSTOM (Triboulet et al., 1996).

III.3.1.2. Analyse fréquentielle des pluies

L'analyse fréquentielle des pluies a été réalisée avec le logiciel EXCEL et vérifiée avec le logiciel HYDROLAB.

Deux méthodes ont été utilisées pour l'analyse fréquentielle des pluies : la méthode de Gauss pour les pluies annuelles et la méthode de Gumbel pour les pluies maximales journalières.

❖ *La méthode de Gauss pour l'analyse des pluies annuelles*

Équation 1: Fonction de répartition de Gauss :

$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2u^2}} du$	$u = \frac{x-\bar{x}}{s}$: variable réduite de Gauss est \bar{x} : Moyenne s: Ecart type
--	---

❖ *La méthode de Gumbel pour l'analyse des pluies maximales journalières*

Équation 2: Fonction de répartition de la loi de Gumbel

$F(x) = e^{-e^{-((x-a)/b)}}$	$U = -\ln(-\ln F(x))$: variable réduite de Gumbel x_0 : paramètre de position $\frac{1}{a}$: paramètre d'échelle
------------------------------	--

III.3.1.3. Calcul des crues

Deux méthodes ont été utilisées : la méthode ORSTOM et la méthode CIEH pour le calcul de la crue décennale et la méthode du Comité International des Grands Barrages pour les crues exceptionnelles.

❖ *Méthode ORSTOM*

- *Débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale*

Le débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale est calculé avec la formule suivante :

$Q_{r10} = A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}}$ $Q_{10} = 1.03 * Q_{r10}$ <p>pour les petits bassins imperméables (jusqu'à quelque dizaines de kilomètres carrés) (Triboulet et al, 1996)</p>	<p>Q_{r10} : débit de pointe décennal en m³/s α_{10} : coefficient de pointe décennal P_{10} : précipitation décennale ponctuelle journalière, en mm S : superficie du bassin versant en km² T_{b10} : temps de base en min K_{r10} : coefficient de ruissellement pour une précipitation décennale A : coefficient d'abattement</p>
--	--

- *Débit de pointe décennal (Q10)/ORSTOM*

En zone tropicale sèche, le débit de pointe décennal pour les petits bassins imperméables est :

$$Q_{10} = 1,03 Q_{r10} \text{ (Triboulet et al, 1996)}$$

❖ *Méthode CIEH*

La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de pointe Q_{10} est basée sur

Un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

- *Débit de pointe (Q10)/CIEH*

$Q_{10} = a.S^s.P_{an}^p.I_g^i.K_{r10}^k.D_d^d$ <p>(Triboulet et al, 1996)</p>	<p>Q_{10} : débit de crue décennal en m³/s S : superficie du bassin versant en km² I_g : Indice globale de pente en m/km P_{an} : Pluie annuelle moyenne en mm D_d : densité de drainage en km⁻¹ A : coefficient d'abattement</p>
--	---

où, a, s, p, i, k, d, \dots sont des coefficients à déterminer en fonction de la pluviométrie, des coordonnées géographiques (longitude et latitude) et du découpage par pays ou groupes de

pays. Pour choisir les équations, on sélectionne en priorité celles qui montrent des valeurs élevées de (r^2) en favorisant les échantillons pour lesquels (n) est élevé.

❖ *Calcul de la crue projet*

Le débit de la crue centennale (Q_{100}) a été estimé à partir de la formule du GRADEX, soit :

- *Crue centennale (Q_{100})*

$Q_{100} = C * Q_{10}$ $C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10} * (T_b 10 / 24)^{0,12}}{P_{10} K_{r10}}$ <p>(Triboulet et al, 1996)</p>	<p>Q_{100} : crue centennale (m^3/s) ;</p> <p>Q_{10} : crue décennale (m^3/s) ;</p> <p>P_{10} : pluie journalière maximale décennale (mm) ;</p> <p>P_{100} : pluie journalière maximale centennale (mm) ;</p> <p>T_b : temps de base de la crue décennale (mn) ;</p> <p>K_{r10} : coefficient de ruissellement décennal.</p>
--	--

❖ *Calcul de la crue de sécurité*

C'est le débit que peut évacuer le déversoir avec des dommages mineurs sur la digue.

$Q_s = [P_{jmax}(m) * S(m^2) * A * \alpha] / T_b 10(s)$	<p>P_{jmax}: Pluie journalière max</p> <p>A : coefficient d'abattement</p> <p>$T_b 10$: temps de base</p> <p>S : Superficie du bassin versant</p> <p>α: Coefficient de pointe = 2,5</p>
--	--

❖ *Calcul de la crue de rupture*

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

$Q_{rupture} = 2 * L_{déversoir} * (R_t + 0.2)^{15} * L_{digue}$	<p>L_{digue} : Longueur de la digue sans déversoir ;</p> <p>$L_{déversoir}$: Longueur du déversoir</p> <p>R_t : Revanche totale</p>
--	---

❖ *Détermination des périodes de retours*

Nous devons définir les périodes de retours pour le calcul du nos évacuateurs de crues.

Soit Q : le débit du déversoir

Et X_1 : le débit de pointe pendant une crue donnée

La condition de défaillance serait : $X_1 \geq Q$

La probabilité année de défaillance annuelle est : $\alpha = 0,01$

Calculons la probabilité pour que le déversoir n'arrive pas à évacuer le débit de pointe :

T : période de retour

La fréquence de retour $F = 1 - \frac{1}{T}$

Le risque probable accepté $R = 25\%$

La probabilité de non défaillance F_{nd} sur n années

$$F_{nd}^N = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

La probabilité de défaillance inversement :

$$1 - F_{nd}^N = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \leq R$$

$$T \geq \frac{1}{1 - (1 - R)^{\frac{1}{N}}}$$

La durée de vie de l'ouvrage $N = 30$ ans

- ❖ La période de retour du débit de sécurité est déterminée par la méthode de DEGOUTTE en comparant le rapport suivant

$$H^2 / \sqrt{V}$$

H : hauteur du déversoir

V : volume en hectomètre cube du barrage

H^2 / \sqrt{V}	< 5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	≥ 700
Ts (ans)	100	500	1 000	5 000	10 000

III.3.2. ETUDE DE LA RETENUE

III.3.2.1. Calcul des apports liquides

❖ Estimation du déficit d'écoulement annuel (formule de Turc)

$D = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{300 + 25 \cdot \bar{T} + 0,05 \cdot \bar{T}^3}}}$	<p>D=Déficit hydrique (mm)</p> <p>P=Pluie moyenne annuelle (mm)</p> <p>\bar{T} =Température moyenne annuelle(C°)</p> <p>Q=Ecoulement annuel</p>
--	--

❖ Estimation du déficit d'écoulement annuel (formule de Coûtagne)

$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 \cdot \bar{T}}$	<p>D=Déficit hydrique (m)</p> <p>P=Pluie moyenne annuelle (m)</p> <p>\bar{T} =Température moyenne annuelle(C°)</p> <p>Q=Ecoulement annuel</p> <p>λ =coefficient de Coûtagne</p>
$P \in \left[\frac{1}{8\lambda}; \frac{1}{2\lambda} \right]$	
$D = P - \lambda \cdot P^2$	

❖ Calcul des coefficients d'écoulement

Le coefficient d'écoulement annuel(Ke) est le rapport entre la lame d'eau écoulée et la pluie moyenne :

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

Quelques corrélations, utilisées par l'ONBAH (Office National de Barrages et des Aménagements Hydro-agricoles) à partir des apports annuels de Coûtagne (Source : cours Dr Dial Niang) permettent d'établir les relations suivantes :

- Coefficient d'écoulement en année quinquennale sèche (Ke5) : Ke5 =0,7*Ke
- Coefficient d'écoulement en année décennale sèche (Ke10) : Ke10= 0,5*Ke

❖ Calcul du volume des apports liquide

$$V = 10^3 \cdot S \cdot Ke_i \cdot P_i$$

S(Km²) : Superficie du bassin versant

Ke_i : coefficient d'écoulement en année sèche

P_i (mm): Quantile de la pluie en année sèche, issue de l'analyse fréquentielle.

III.3.2.2.. Calcul des pertes

❖ Pertes par dépôts solides

Les pertes par dépôts solides, ont été estimées à partir des formules empiriques de Grésillon et de Gottschalk.

- Méthode de F. Grésillon

$D=700*\left(\frac{P_{moy}/an}{500}\right)^{(-2,2)}*S^{(-0,1)}$ $V=D*S$	<p>D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)</p> <p>S : superficie du bassin versant (km²)</p> <p>V : volume annuel de dépôts solides (m³/an)</p> <p>P_{moy}/an =pluie moyenne annuelle</p>
---	---

- Méthode de Gottschalk

$D=260*S^{(-0,1)}$ $V=D*S$	<p>D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)</p> <p>S : superficie du bassin versant (km²)</p> <p>V : volume annuel de dépôts solides (m³/an)</p>
----------------------------	--

❖ Pertes par évaporation

La lame d'eau évaporée sur le plan d'eau a été estimée par la formule de POUYAUD, correspondant sensiblement à des conditions climatiques sahéliennes et tropicales sèches :

$$E_{ret}(mm/j)=1,664*E_{Bac}A^{0,602}(mm/j) \text{ (J.-M. Durand, Royet, \& Mériaux, 1999)}$$

$E_{ret}(mm/j)$: Evaporation retenue

$E_{Bac}A$ (mm/j): Evaporation bac A

❖ Pertes par infiltration

Les pertes par infiltration au Burkina Faso varie entre 1 à 3 mm/j en moyenne (Moussa LO, 2016). Dans notre zone, elles seront de l'ordre de 2 mm/jour durant la vie de l'ouvrage pour les besoins de calcul tout en sachant qu'elles vont diminuer avec le temps à cause des dépôts fins qui auront tendance à imperméabiliser la cuvette.

III.3.2.3. Evaluation des besoins

❖ Besoins en eau des cultures

Les besoins nets ont été estimés à partir de la pluie efficace (Pe), du coefficient cultural et de l'évapotranspiration de référence. Le logiciel CROPWAT 8.0 de la FAO a été utilisé pour les calculs.

Ces formules se présentent comme suit :

<ul style="list-style-type: none"> ☞ $P_e \text{ (mm)} = 0,8 * P$ si $P \geq 20 \text{ mm}$ ☞ $P_e \text{ (mm)} = P$ si $P < 20 \text{ mm}$; ☞ $B_n = K_c * ET_0 - P_e$ ☞ $B_b = B_n / E_a$. 	<p>ET_0 : Evapotranspiration de référence</p> <p>E_a : Efficience du système d'irrigation</p> <p>K_c : Coefficient cultural des plantes</p> <p>B_n : Besoins nets</p> <p>S : Surface totale à irriguer</p> <p>P : pluviométrie moyenne mensuelles</p>
--	---

❖ *Besoins en eau pastoraux*

Les besoins en eau pastoraux ont été estimés à partir du nombre de bétail et de la consommation de chaque espèce. L'effectif du cheptel a été actualisé à l'aide de la formule suivante :

$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$	<p>P_n = population à l'échéance du projet,</p> <p>P_0 = population initiale,</p> <p>n = nombre d'années,</p> <p>α = taux d'accroissement.</p>
----------------------------	---

III.3.2.4. Evaluation du volume de la retenue

L'analyse des données topographiques, nous permettra de reconstituer la courbe Hauteur-Volume du barrage. Le volume partiel est obtenu par cette relation du cours (GUEYE, 2012).

$V_{n+1} = \frac{(S_n + S_{n+1}) * h}{2}$	<p>V_{n+1} : volume du bassin versant en m^3</p> <p>S_n : surface du plan d'eau correspondant à la courbe n (ha)</p> <p>S_{n+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe n+1 (ha)</p> <p>h : dénivelée entre deux courbes de niveau n et n+1 (m)</p>
---	--

III.3.2.5. Simulation de l'utilisation de la retenue

La simulation de la retenue a été réalisée à partir de la courbe hauteur-volume.

Les paramètres du calcul sont : les pertes d'eau par évaporation et par infiltration, les besoins en eau (agricoles et pastoraux) et la superficie totale à irriguer.

Elle a consisté à étudier deux scénarii d'exploitation de la retenue (avec et sans les besoins du cheptel) afin de déterminer la superficie maximale exploitable en agriculture.

III.3.2.6.. Exploitation de la retenue

La courbe d'exploitation de la retenue sera réalisée en prenant en compte les besoins des cultures et du cheptel.

Principe du tracé :

- On part de la courbe hauteur-volume.
- Le tracé a son origine au point supposé de la retenue pleine (novembre)
- On retranche les pertes (en ordonnées, car elles correspondent à des hauteurs d'eau) et les divers besoins (en abscisse, car on les connaît généralement en volume) consommés dans un intervalle de temps choisi (mois).

III.3.3. CONCEPTION DE LA DIGUE ET DES OUVRAGES ANNEXES

II.3.3.1. Dimensionnement de la digue

Le choix de l'emplacement de la digue est imposé par la topographie et confirmé par les études géotechnique.

❖ Hauteur de la digue

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

$$E=H+h+R$$

E : hauteur d'un barrage

H : hauteur normale de la retenue des eaux

h: la charge maximale au-dessus du déversoir de crue

❖ Calcul de la hauteur des vagues

Elle peut être calculée par la formule de MALLET et PACQUANT :

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{f}$$

ou f (km) est le plus longue distance entre les limites de la cuvette et l'axe de la digue.

❖ Calcul de la vitesse de propagation des vagues

Elle peut être calculée par la formule de GAILLARD :

$$V = 1,5 + 2 * h_v$$

❖ Calcul de la revanche

$$R = 0,75 * h_v + \frac{V^2}{2g}$$

R = revanche en (m)

h_v = hauteur des vagues (m)

V = vitesse de propagation des vagues (m/s)

g = accélération de la pesanteur (m/s^2)

0,75 = coefficient de sécurité

NB : En pratique en appliquant ce principe de dimensionnement, la revanche des petits barrages courants devrait se situer entre 0,5m et 1m (J.-M. Durand et al., 1999)

❖ Calcul de la hauteur de la retenue (PEN)

La hauteur de la retenue est estimée à : $h_r = Z_{\text{déversoir}} - Z_{TN}$

❖ Calcul du plan des hautes eaux (PHE)

Le plan des hautes eaux (PHE) est égal à la hauteur de la retenue augmentée de la lame d'eau au déversoir compte tenu de l'effet de laminage.

$PHE = h_r + h$ avec h = charge sur le déversoir

❖ *Calcul de la largeur en crête de la digue (L_c)*

Deux formules du cours permettent d'effectuer ce calcul :

- Formule de KNAPPEN : $L_c = 1,65 * \sqrt{H_{digue}}$

- Formule de PREECE : $L_c = 1,1 * \sqrt{H_{digue}} + 1$

❖ *Calcul de la largeur de la fondation (L_f)*

$L_f = L_c + x_1 + x_2$ avec $x_1 = \frac{H_{digue}}{tg(\alpha_1)}$ et $x_2 = \frac{H_{digue}}{tg(\alpha_2)}$

Si la hauteur de la digue $H_{digue} \in [5 \text{ à } 10]m$ et le matériaux homogène, on prend la pente des talus $tg(\alpha_1) = tg(\alpha_2) = \frac{1}{2}$ (Moussa LO, 2016) et $L_f = L_c + 4 * H_{digue}$

III.3.3.2. infiltration et stabilité de la digue

❖ *Infiltration dans la digue*

La solution adaptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène est de placer le tapis drainant sous le talus aval de la digue. Ce tapis de matériaux drainant, d'une épaisseur $e = 0,5m$, s'étend sur une longueur $l_d = \frac{L_f}{4}$ de l'emprise de la fondation (J.-M. Durand et al., 1999)

❖ *Calcul de d (la distance horizontale entre (E) et (Y₀)) et calcul de la distance θy_0 .*

$$Y_0 = \sqrt{PHE^2 + d^2} - d$$

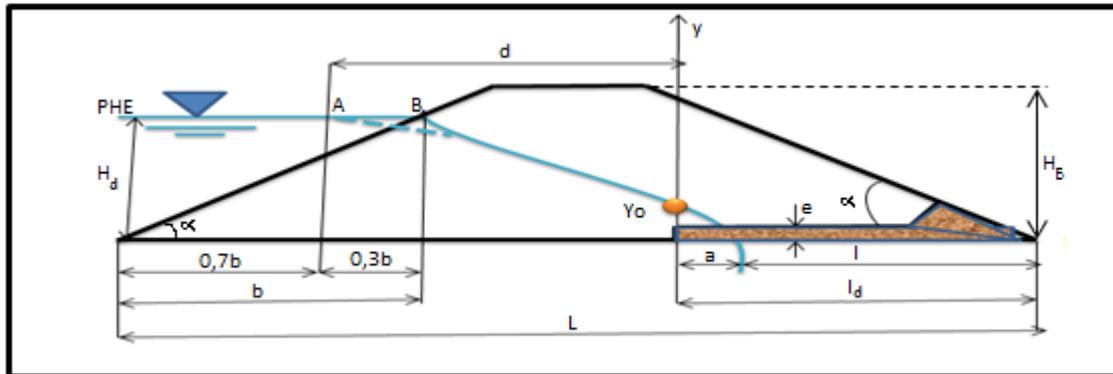


Figure 2: Outil de dimensionnement d'une digue homogène

❖ *Infiltration sous la digue*

Pour la prévention du phénomène de renard, il faut prolonger suffisamment le chemin parcourus par l'eau de manière à respecter la règle de l'ANE.

Pour qu'un renard ne se forme pas il faut que : $L_v + \frac{1}{3} * L_h \geq C * H$

Le calcul de la profondeur de la tranchée se fait suivant la règle de LANE :

$$P_{\min} = \frac{CH - L_v - \frac{1}{3} * L_h}{2}$$

$L_v + \frac{1}{3} * L_h \geq C * H$	<p>L_v = Longueur des cheminements verticaux</p> <p>L_h = Longueur des cheminements horizontaux</p> <p>H = Hauteur d'eau à l'amont du barrage</p> <p>C = Coefficient en fonction du sol</p> <p>P_{\min} : Profondeur minimale de la tranchée d'ancrage du déversoir (m)</p>
--------------------------------------	--

III.3.3.3. Stabilité des pentes

Pour les petits ouvrages on se contentera en général d'adopter les pentes proposées en (Cf. ANNEXE III.1) (LO, 2016/2017). Les pentes ainsi définies, en fonction de la nature du sol sont stables. Toutefois, il sera utile, à chaque fois qu'on pourra de procéder à la vérification informatique (logiciel GEO-SLOPE) de la stabilité pressentie par l'utilisation de ce tableau.

Il est recommandé un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 pour le talus amont et un coefficient supérieur à 1,6 pour le talus aval (J. Durand, 1996). L'équilibre du talus du barrage se fera par la méthode de Bishop dont la formule est :

$$F = \frac{\sum \frac{cdl + tg\phi(N - udl)}{mx}}{\sum T}$$

mx = coefficient différent pour chaque tranche et lui-même fonction de (F)

$$mx = \left(1 + \frac{tg\alpha - tg\phi}{F}\right) \cos\alpha$$

α = angle entre l'élément (dl) et l'horizontale

Le calcul se fait par itération successive avec le logiciel GEO-SLOPE.

Deux cas de calcul sont possibles :

- A court terme, retenue vide, digue non saturée ;
- A long terme, vidange rapide

III.3.3.4. Ouvrages annexes

III.3.3.4.1. Dimensionnement du bassin de dissipation

Le bassin de dissipation permet de dissiper l'énergie de l'eau de déversement et d'éviter les affouillements dangereux à l'aval du barrage.

Le choix du type de bassin se fait en fonction du nombre de Froude et de la vitesse d'entrée de l'eau dans le bassin .Les dimensions géométriques du bassin ont été estimées à partir des abaques proposés par GRESILLON et LAHAYE.

❖ *Caractéristique d'entrée du ressaut*

- Calcul de la vitesse d'entrée du réseau (V1) : $V_1 = \frac{q_0}{Y_1}$
- Calcul de la profondeur de début du réseau (Y1) : $Y_1 = \frac{q_0}{\sqrt{2g(0,9Z - Y_1)}}$

avec une perte de charge valant 10% de la hauteur de

- Calcul du nombre de Froude (Fr1) : $Fr_1 = \frac{V_1}{g \cdot y_1}$

❖ *Caractéristique de sortie du ressaut*

- Calcul de la profondeur conjuguée à la sortie du bassin (Y2) : $Y_2 = \frac{Y_1}{2} * (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1)$
- Calcul de la vitesse de sortie(V2) : $V_2 = \frac{q_0}{Y_2}$
- Vérifié que : $Y_2 \leq Y_n + D$; pour que le réseau ne sorte pas du bassin.

q₀ : débit par mètre linéaire au-dessus du seuil

V₀ : la vitesse au-dessus du seuil

D : la profondeur de la fosse de dissipation

Z : la hauteur de chute

III.3.3.4.2. Chenal d'évacuation

Nous utiliserons la formule de Manning Strickler : $Q = K_s * S * R_H^{2/3} * \sqrt{I}$

Si l'on assimile notre canal situé à l'aval du bassin de dissipation à celui de Bresse, c'est-à-dire un canal à largeur infini, alors le rayon hydraulique peut être considéré égal à la profondeur normale du canal ($R_H = Y_n$).

m : coefficient de débit, car le rapport (P/h) ≥ 3

I : pente du canal

Ks : coefficient de Manning

L : longueur du déversoir

Q : débit projet

Y_n (m): Niveau d'eau dans le marigot pour la crue projet

III.3.3.4.3. Protection aval du bassin

Le bassin ne dissipe que 75% de l'énergie de l'eau, il faut donc protéger l'aval avec du gabion sur une certaine distance.

- Diamètre minimum des enrochements nécessaires ($D_{enrochement}$) est lue sur l'abaque (Cf. ANNEXEIII).

- Epaisseur de la couche d'enrochement ($E_{enrochement}$)

$$E_{enrochement} \geq 3 * D_{enrochement}$$

- Longueur à protéger ($L_{protection}$)

$$L_{protection} \geq 2 * L$$

III.3.3.4.4. Murs bajoyers

Pour éviter des affouillements au niveau de la jonction de la digue en terre et du déversoir, des murs bajoyers sont indispensables. Ces murs sont pourvus d'écrans anti renards noyés dans la terre compactée pour éviter qu'une ligne de fuite se crée au contact terre-béton.

Les éléments de pré-dimensionnement sont (Berton, 1988) .

- Largueur en crête (A) : A = largeur en crête de la digue
- Hauteur du mur au- dessus du TN (H) : hauteur de la digue au -dessus du TN
- Epaisseur du mur (C) : $C = \frac{H}{24}$, ($0,3 \leq C \leq 0,5$)
- Longueur de l'écran anti- renard (B) : $B = \frac{H}{3}$
- Pente des murs latéraux : identiques aux pentes amont et aval de la digue

NB : Le logiciel CYPE sera utilisé pour le dimensionnement final.

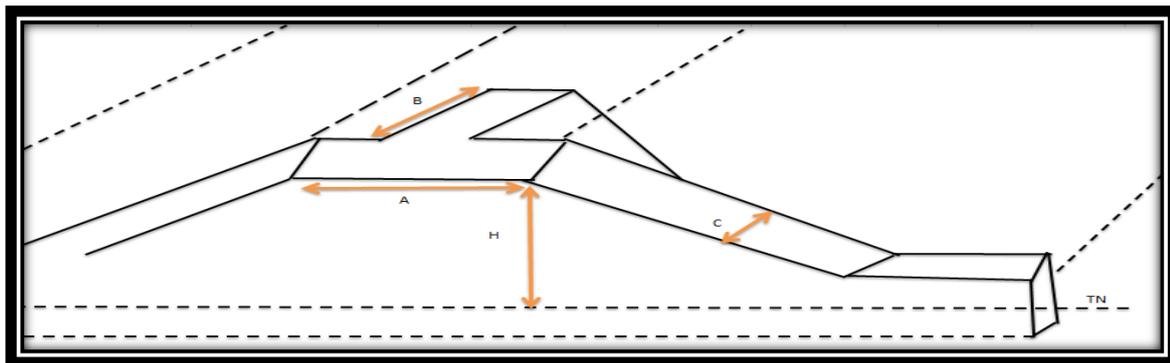


Figure 3: Outil de pré dimensionnement d'un mur bajoyer (Berton, 1988)

III.3.3.4.5. Ouvrage de prise

Pour le dimensionnement de la conduite nous utiliserons la loi de Torricelli pour le vidange

des réservoirs par orifice. On a : $U_B = \sqrt{2gh}$ (U_B , est la loi de TORRICELLI) et $D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi * U_B}}$

III.3.3.4.6. Ouvrage de vidange

- Le temps de vidange pour passer de la hauteur initiale (h_0) à la hauteur (h) est :

$$t = \frac{S}{s} * \sqrt{\frac{2}{g}} * (\sqrt{h_0} - \sqrt{h})$$

A l'instant étudié : temps (t) et hauteur (h)

A l'instant initial : temps (0) et hauteur (h_0)

S : surface du plan d'eau (à lire sur la courbe hauteur-surface)

s : section de sortie du réservoir

- Le temps pour la vidange totale du barrage est, le temps pour lequel on passe de la hauteur initiale (h_0), à la hauteur ($h=0$).

$$t = \frac{S}{s} * \sqrt{\frac{2}{g}} * (\sqrt{h_0})$$

III.3.4. CONCEPTION DES DEVERSOIRS (CREAGER, BLOCS FUSIBLES ET PIANO KEYS WEIRS) ET ETUDE COMPARATIVE.

III.3.4.1. Dimensionnement du déversoir Creager

Dans le cadre de cette étude, nous utiliserons la méthode (EIER/CIEH).

La procédure commence par le calcul de la longueur du déversoir sans tenir compte de l'effet de laminage.

$L1 = \frac{Q_{100}}{m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}}$	<p>L1=longueur du déversoir</p> <p>Q₁₀₀=débit projet</p> <p>m=coefficient du profil Creager (0,49)</p> <p>h=charge sur le seuil</p> <p>g=intensité de la pesanteur (9,81m/s²)</p>
---	---

❖ Deuxième étape

Calcul de x₀ :

$x_0 = \frac{Tm^3 \cdot L^2 \cdot m^2 \cdot g \cdot Q_{100}}{s^3}$	<p>S(m²)=superficie du plan d'eau</p> <p>L(m)=longueur du déversoir</p> <p>Q₁₀₀ (m³/s)=débit projet</p> <p>m=coefficient du profil Creager</p> <p>h(m)=charge sur le seuil</p> <p>g=intensité de la pesanteur</p> <p>Tm (heure)=temps de montée des eaux</p>
--	---

- ❖ Calcul de LOG (x₀)
- ❖ Lecture de (β) sur l'abaque
- ❖ La longueur du déversoir est : L_{déversoir} = L1 * β

Remarque : cette valeur de L n'est pas rigoureusement exacte et il est possible de l'approcher finement en répétant le calcul. Pour les petits barrages, la valeur trouvée ainsi suffit (Berton, 1988).

❖ Calcul de la charge sur le déversoir (h)

La nouvelle charge est calculée avec la longueur définitive du déversoir.

$$h = \left(\frac{QeM}{m \times L \times (2 \times g)^{1/2}} \right)^{2/3}$$

❖ *Calcul du débit maximum laminé (QeM)*

Dans le cas de retenue d'eau de petite superficie, on néglige l'effet de laminage de la retenue et on considère que le débit sortant de la retenue par le déversoir (QeM) est égal au débit entrant dans la retenue(QcM).(Berton, 1988), alors $Q_{eM}=Q_{cM}$.

❖ *Tracé du profil Creager*

Le Creager est calculé pour une charge « h » sur la crête du déversoir.

La forme du profil suit l'allure de la courbe de fonction : $Y=0,5*\frac{x^{1,85}}{H^{0,85}}$

avec H = charge sur la crête du déversoir.

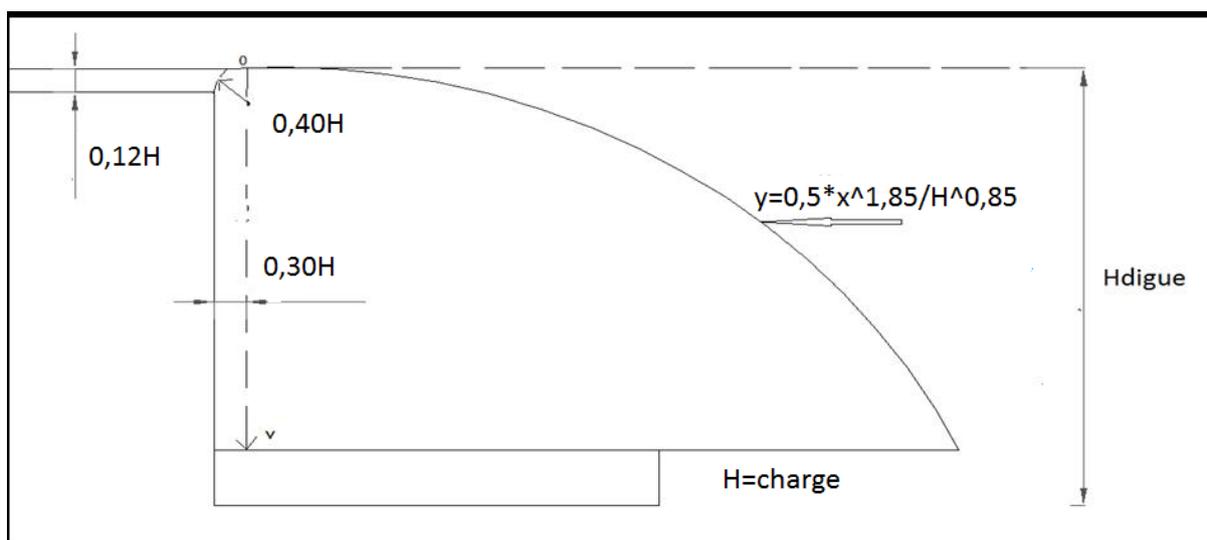


Figure 4: Outil de dimensionnement d'un profil Creager

❖ *Etude de la stabilité du déversoir Creager*

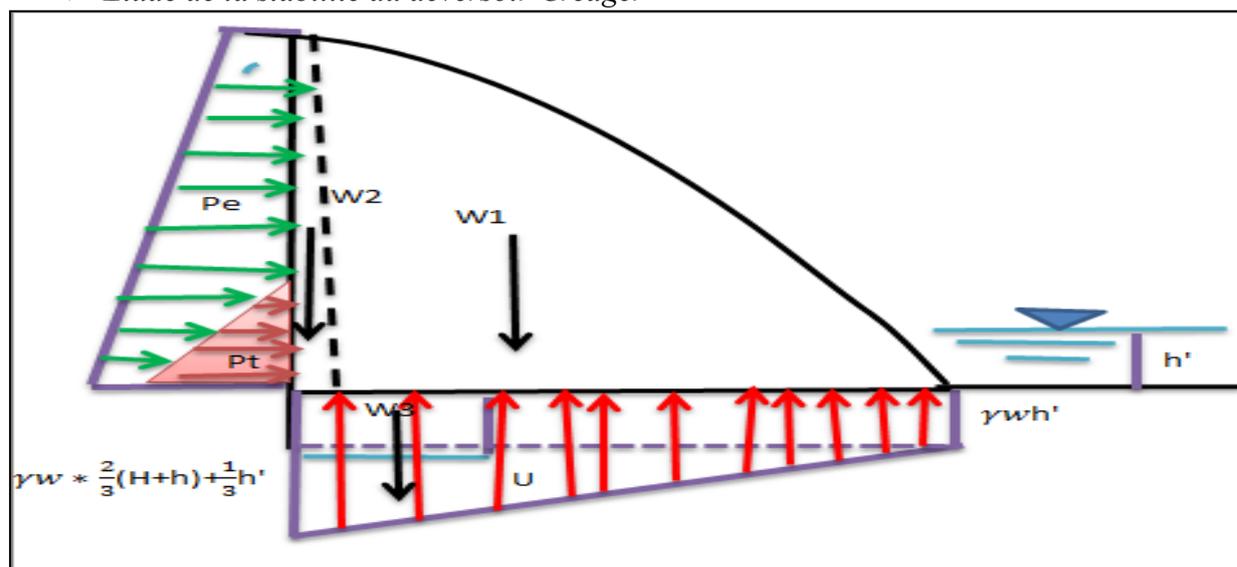


Figure 5: Schéma statique de la stabilité du déversoir Creager

❖ *Bilan des forces appliquées*

Tableau 1: Bilan des forces appliquées au déversoir Creager

	FORCES	BRAS DE LEVIERS	MOMENTS
Poids de l'ouvrage (W)	$P1 = \frac{1}{4} \gamma_b * H * b * \pi$	$X_{W1} = B - \frac{4 * H}{3 * \pi}$	$M_{W1} = \frac{1}{4} \gamma_b * H * b * \pi * (B - \frac{4 * H}{3 * \pi})$
	$P2 = \gamma_b * H' * a$	$X_{W2} = (b + \frac{a}{2})$	$M_{W2} = \gamma_b * (H' * a) * (b + \frac{a}{2})$
	$P3 = \gamma_b * (h_a * B_a)$	$X_{W3} = B - \frac{B_a}{2}$	$W3 = \gamma_b (h_a * B_a) * (B - \frac{B_a}{2})$
Poussée hydrostatique (Pe)	$Pe_1 = \gamma_w * h * H$	$Y_{P1} = \frac{H}{2}$	$M_{P1} = \frac{\gamma_w * h * H^2}{2}$
	$Pe_2 = \frac{\gamma_w * H^2}{2}$	$Y_{P2} = \frac{H}{3}$	$M_{P2} = \frac{\gamma_w * H^3}{6}$
	$Pe = Pe_1 + Pe_2$	$Y_p = \frac{H * (H + 3h)}{3 * (H + 2h)}$	$M_p = M_{P1} + M_{P2}$
Sous pression avec para fouille (U)	$U_{para} = \gamma_w * (\frac{2}{3} (H + h) + \frac{1}{3} h')$	$X_u = B - \frac{B}{3} * \frac{(2 * (H + h) - 7 * h')}{(2 * (H + h) - 4 * h')}$	$M_u = U * X_u$
	$U = (\frac{U_{para} + \gamma_w * h'}{2}) * B$		
Poussée des sédiments (Pt)	$Pt = \frac{1}{2} \gamma_t * \gamma_t^2 * \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$	$X_t = ht/3$	$M_t = Pt * X_t$

❖ *CONDITIONS DE STABILITE*

* *Stabilité au glissement*

La stabilité au glissement est vérifiée lorsque les forces de poussée (P +Pt) sont inférieures aux forces résistantes (W-U).

$$(P + Pt) \leq (W - U) * \tan(\phi_{\text{Béton-roche tendre}});$$

avec $\tan(\phi_{\text{Béton-roche tendre}}) = 0,65$ pour les argiles, marnes...

* *Stabilité au renversement*

La stabilité au renversement est vérifiée lorsque le moment de renversement $M_B(P + Pt)$ est inférieur au moment résistant $M_B(W - U)$.

$$M_B(P + Pt) \leq M_B(W - U)$$

* *Stabilité interne*

Les conditions de la stabilité interne sont :

$$\sigma_{\min} = \left(\frac{W-U}{B}\right) * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) \geq 0 ; \text{ pas de traction dans le béton}$$

$$\sigma_{\max} = \left(\frac{W-U}{B}\right) * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \leq \sigma_{\text{limite-béton}}$$

* *Stabilité au poinçonnement*

On vérifie que sous le massif la contrainte de référence est toujours inférieure à la pression admissible du sol (q_{adm}) ; $\sigma_{\text{ref}} < q_{\text{adm}}$

$$q_{\text{adm}} = \frac{1}{2} * \gamma * b * N_{\gamma} + C * N_c + \gamma * D * N_q$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{\sum F_{\text{verticales}}}{b} \left(1 + \frac{6 * e}{b}\right) ; \text{ car } e > 0$$

III.3.4.2. Dimensionnement du déversoir blocs fusibles

Généralité

Dans le cadre de cette étude, la procédure de construction et de fonctionnement des blocs fusibles sera détaillée en (annexeIII.1)

❖ *Cas d'un bloc fusible avec sous pression*

Le principe de base de l'étude repose sur le calcul de la limite de stabilité d'un bloc afin de déterminer la largeur du bloc pour laquelle cette dernière bascule pour une hauteur d'eau prédéterminée sur le bloc. La hauteur du bloc étant fixé, le niveau du plan d'eau amont qui provoque son basculement varie en fonction de l'épaisseur du bloc.

Hypothèse : les blocs sont assimilés à un déversoir rectangulaire de type Belanger.

Le débit est donné en fonction de la charge en amont par l'expression suivante :

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

La hauteur d'eau sur le déversoir est tel que : $Y_c = \frac{2 * h}{3}$

On mesure (Y_c) sur la crête du déversoir ou on le calcule par le laminage et on en déduit la valeur de la charge à l'amont.

❖ *Bilan des forces appliquées au bloc fusible :*

Le bloc fusible est soumis à l'action du poids de l'eau sur son sommet (G_e), du son poids propre (G), de la pression hydrostatique (P) appliquée sur sa face amont et à la sous pression qui s'exerce sur sa base (W_{∞}). Il en résulte de chacune de ces forces un moment qui favorise ou empêche le renversement du bloc.

NB : le moment est calculé par rapport à la butée.

L'écoulement sur le bloc est considéré comme celui sur un seuil épais par conséquent, la hauteur d'eau sur toute la longueur du bloc est égale à ($Y_c = 2h/3$) (LEMPERIERE, 2003)

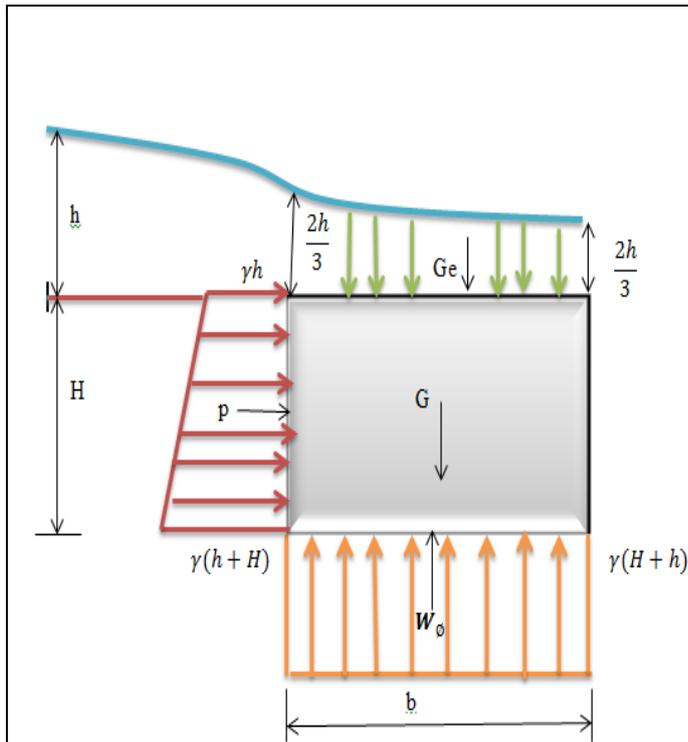


Figure 6: Schéma statique de la stabilité d'un bloc fusible

h : Hauteur d'eau à l'amont par rapport au seuil du bloc.
 H : Hauteur du bloc.
 b : Largeur du bloc.
 γ : Poids volumique de l'eau.
 γ_b : Poids volumique du béton
 G_e : Poids de l'eau sur le bloc.
 G : Poids du bloc.
 P : Pression hydrostatique exercée par l'eau sur le bloc.
 W_ϕ : Pression exercée par l'eau sur la base du bloc (Sous-pression).
 $Y_c (\frac{2 \cdot h}{3})$: Charge sur la crête du bloc

Tableau 2: Bilan de forces appliquées à un bloc fusible

FORCES	BRAS DE LEVIERS	MOMENTS
$G_e = \frac{2}{3} * \gamma * h * b$	$X_{G_e} = \frac{b}{2}$	$M_{G_e} = \frac{\gamma * h * b^2}{3}$
$G = \gamma_b * H * b$	$X_G = \frac{b}{2}$	$M_G = \frac{1}{2} * \gamma_b * H * b^2$
$P = \frac{\gamma * H * (H + 2 * h)}{2}$	$Y_P = \frac{H * (H + 3 * h)}{3 * (H + 2 * h)}$	$M_P = \frac{\gamma * H^2 * (H + 3 * h)}{6}$
$W_\phi = \gamma * b * (H + h)$	$X_{W_\phi} = \frac{b}{2}$	$M_{W_\phi} = \frac{\gamma * b^2 * (H + h)}{2}$

❖ *Pré-dimensionnement des blocs fusibles*

Cette étape consiste à fixer la hauteur des blocs en fonction de nos besoins et de déterminer la largeur de chaque bloc en fonction du niveau amont du plan d'eau.

La largeur ou la hauteur de basculement du bloc est exprimée par l'égalité entre les moments des forces verticales et des forces horizontales : $M_H = M_V$

$b = H * \sqrt{\frac{(H+3*h)}{3*\frac{\gamma_b}{\gamma}*H-3*H-h}}$	<p>b (variable) : épaisseur du bloc</p> <p>h (variable) : Hauteur d'eau à l'amont du seuil (hauteur de basculement).</p>
$h = \frac{\gamma * H * (H^2 + 3 * b^2) - 3 * H * \gamma_b * b^2}{\gamma * (2 * b^2 - 3 * H^2 - 3 * b^2)}$	<p>H : Hauteur des blocs.</p> <p>γ = : Poids volumique de l'eau.</p> <p>γ_b : Poids volumique du béton</p>

❖ *Limite de stabilité des blocs*

L'étude de la stabilité des blocs, fait intervenir la notion de la limite stabilité, qui marque le point de passage des conditions de stabilité générale à l'instabilité qui engendre le basculement du système.

La limite de stabilité des blocs est atteinte lorsque la somme des moments des forces verticales (MV) est égale à la somme des moments des forces horizontales (MH).

Au-delà de cette limite, le bloc bascule.

Le moment de renversement est exprimé par : $MH = MV$

$$MH = \frac{\gamma * H^2}{6} * (H + 3h)$$

$$MV = \frac{1}{2} * H * b^2 * (\gamma_b - \gamma) - \frac{1}{6} * \gamma * h * b^2$$

❖ *Stabilité au glissement*

La stabilité au glissement permet d'évaluer la force de poussée exercée sur la buté.

Elle est exprimée par :

$$P = \frac{1}{2} * \gamma * H * (H + 2 * h)$$

III.3.4.3. Dimensionnement du déversoir piano keys weirs (PKWEIRS)

Le déversoir en touche de piano (PKW) est une forme particulière de déversoir en labyrinthe associée à l'utilisation de porte -à -faux, permettant de réduire son emprise en base. Sa particularité géométrique, combiné à une importante débitance fait du PKW une solution efficace pour la réhabilitation de barrages existants ou pour l'optimisation de projets neufs. Cependant, le dimensionnement hydraulique du PKW reste problématique, dès les premières étapes de sa conception.

Le pré dimensionnement est basé sur l'exploitation de résultats expérimentaux.

Le dimensionnement de modèle de projet est réalisé par extrapolation des caractéristiques géométriques et hydrauliques de modèles réduits idéalisés (Machiels, Erpicum, Archambeau, Dewals, & Piroton, 2012).

❖ *Paramètre de traitement des données*

CONTRAINTE DU PROJET	CHOIX DE LA SOLUTION FINALE
Contraintes géométriques W_t = l'espace disponible (largueur du déversoir) P_{max} = hauteur maximale du déversoir C_{max} = Longueur du porte-à-faux amont d_{max} = Longueur du porte-à-faux aval Contraintes hydrauliques Débit de à évacuer (Q_{100}) PHE = Plan des Hautes eaux RN = Plan d'eau Normale	Vérification des contraintes du projet Evacuation de (Q_{100}) Maintien des niveaux (RN) et (PHE) Respect des contraintes géométriques Optimisé le cas échéant Augmentation de la (RN) Augmentation de (Q_{max}) Minimisation de la taille des portes-à-faux Minimisation du volume de béton

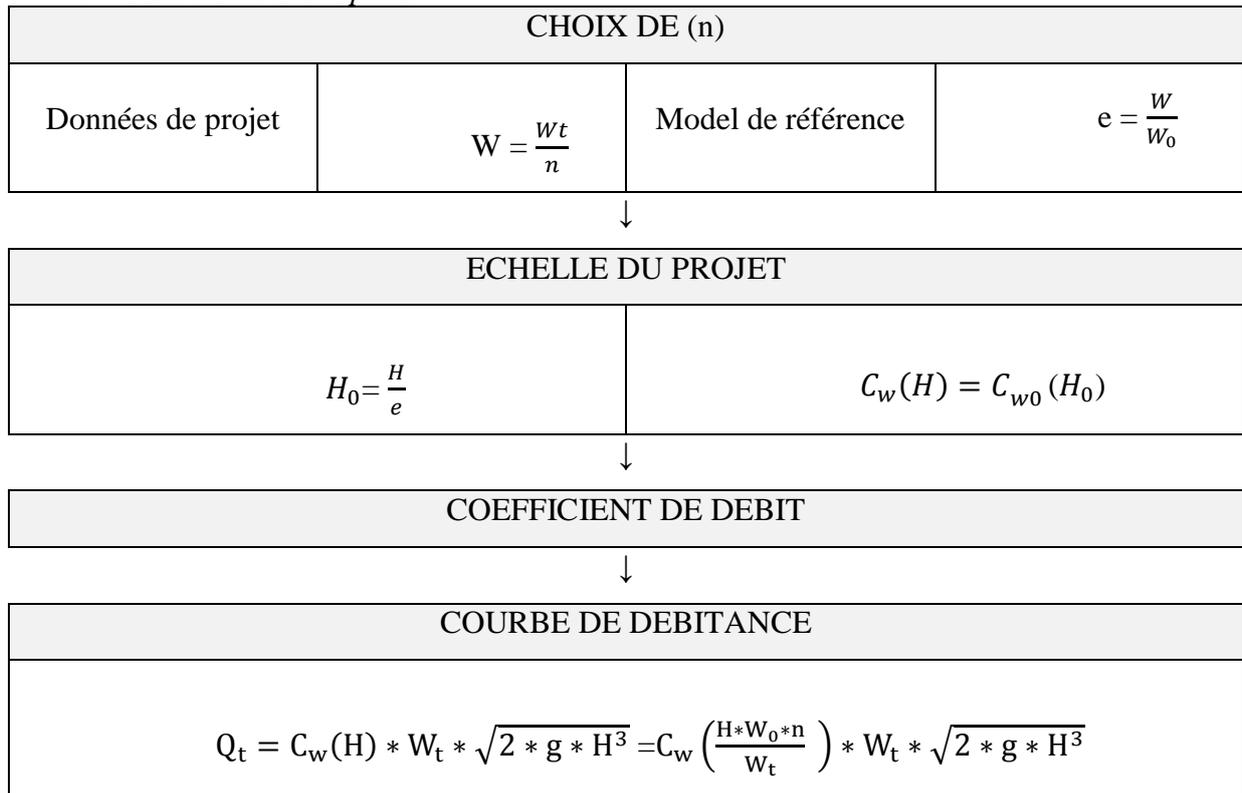
❖ *Données du model de référence*

Le modèle de référence présenté ci-dessous est du type (A) et ses paramètres géométriques et hydrauliques sont résumés dans un tableau suivant :

Tableau 3: Données du modèle de référence				Les paramètres de l'ouvrage sont :	
Données du modèle de référence				P : Hauteur maximale du PKW a : Largeur de l'alvéole amont b : Largeur de l'alvéole aval c : Longueur du porte-à-faux amont d : Longueur du porte-à-faux aval e : épaisseur des alvéoles (15 à 25cm) B : Largeur d'une paroi latérale B_m : largeur de la fondation ($B - c - d$) W : largeur d'un cycle de PKW W_t : Largeur totale du déversoir	
Données géométriques		Données hydrauliques			
P(m)	5.5	H(m)	Cwo		
a(m)	3	0.415	2.75		
b(m)	2	0.753	2.36		
c(m)	3.75	1.426	1.76		
d(m)	3.75	1.611	1.62		
B(m)	15	1.7	1.58		
W(m)	2.5	1.8	1.54		

NB : le volume de béton par mètre de déversoir, varie de 0,6 à 0,4 P^2 pour (P) compris entre 6 et 2 m. (Machiels, 2009)

❖ *Canevas de conception*



III.3.4.4. Etude comparative des déversoirs

- ❖ Comparaison des paramètres hydrauliques
- ❖ Comparaison selon le coût de réalisation
- ❖ Comparaison selon la charge d'entretien
- ❖ Comparaison selon la maîtrise de la technique de construction
- ❖ Comparaison selon la durabilité

IV. RESULTATS ET DISCUSSION

IV.1. ETUDE HYDROLOGIQUE

IV.1.1. Délimitation du bassin versant

Le traitement des images satellitaires avec le logiciel global mapper nous a permis de dessiner la forme du bassin versant représenté ci-dessous .

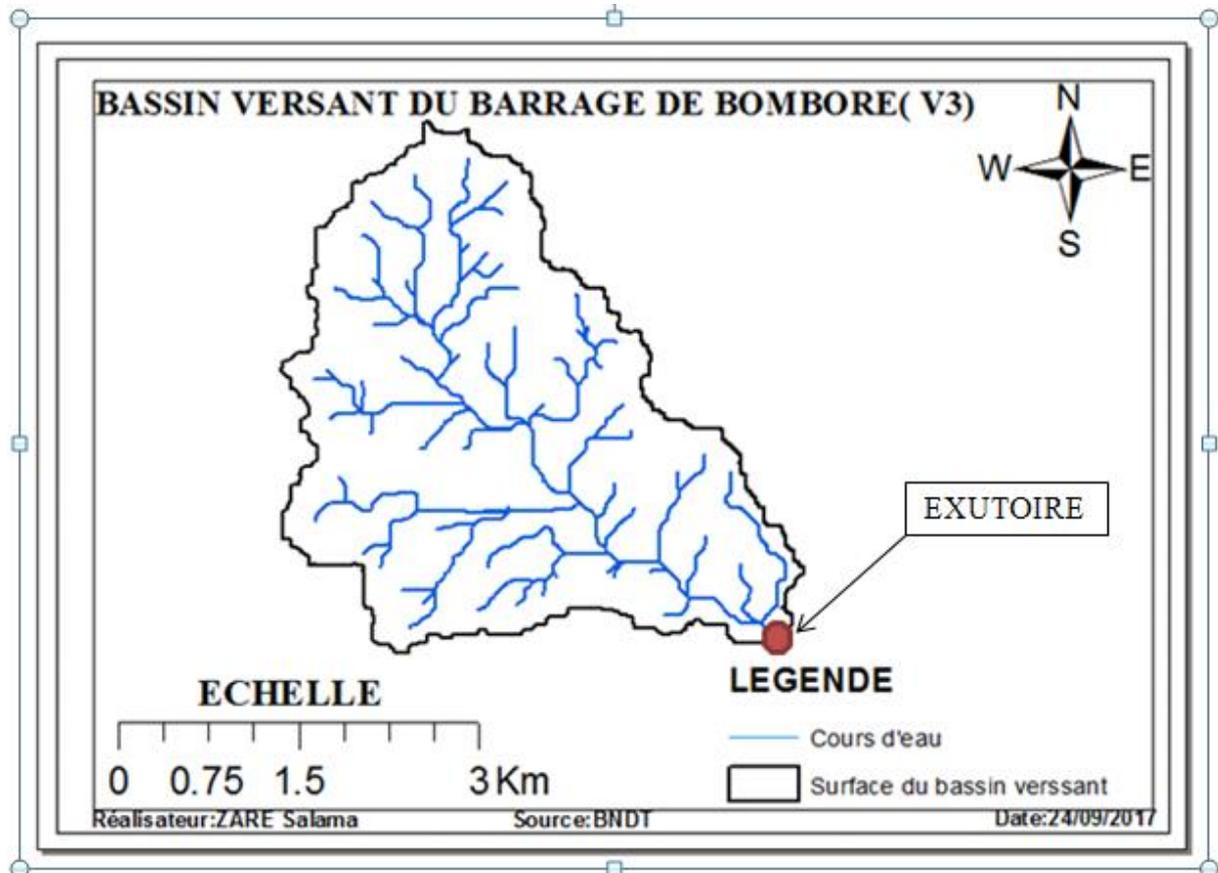


Figure 7: Bassin versant du barrage de Bemboré (V3)

IV.1.2. Caractéristiques du bassin versant

Les caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4: Caractéristiques du bassin versant du barrage de Bomboré (V3)

CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	Résultats
Climat	Tropical sèche
Surface (Km ²), (Généré automatiquement)	10,862
Périmètre (Km), Généré automatiquement)	19,036
Elévation maxi, Généré automatiquement)	292
Elévation min, Généré automatiquement)	261
Pluviométrie annuelle moyenne (mm)	761
Pente Moyenne (m/Km), Généré automatiquement)	13,8
Indice de forme ou coefficient de Gravelus	1,63
Longueur de rectangle équivalent (Km)	8,2
Indice global de pente (m/Km)	2,44
Pente transversale (m/Km)	9
Indice global de pente corrigé (m/Km)	4,63
Longueur du réseau hydrographique (Km)	32,76
Longueur de l'écoulement le plus long (Km)	5,6
Densité de drainage (Dd) : km/km ²	3
Dénivelée spécifique (Ds) (m)	8,05
Typologie du bassin suivant la taille	Petit bassin versant
Typologie du réseau hydrographie	Dendritique
Typologie du relief	Relief faible
Classe d'infiltrabilité	RI(P3)
Classe du bassin en fonction de la pente	R2 (pente faible)

IV.1.3. Etude de la pluviométrie

Deux méthodes ont été utilisées pour l'analyse fréquentielle des pluies :

❖ *Ajustement à une loi de Gumbel pour les pluies maximales journalières*

Cet ajustement donne les résultats suivants : une pluie décennale humide : 88.011(mm) et une pluie centennale humide : 124,701 (mm).

Voir détail annexe I.1 (Tableau I.1.)

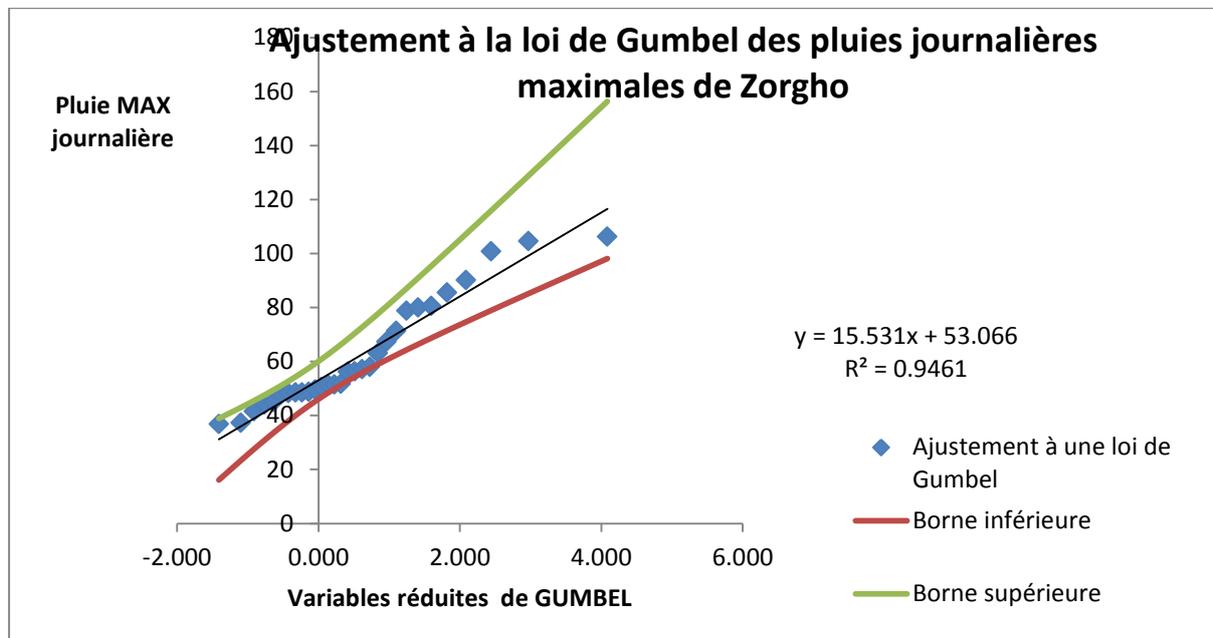


Figure 8: Analyse fréquentielle des pluies journalières

(Triboulet et al, 1996), donne les valeurs suivantes :

En zone tropicale : $\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} = 0,38$

En zone sahélienne : $\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} = 0,45$

Les résultats de l'analyse fréquentielle donne : $\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} = 0,42$

L'ensemble des points se trouve dans l'intervalle de confiance : l'ajustement est bon.

❖ *Ajustement à une loi de Gauss*

Les résultats de l'analyse des pluies annuelles sont : Pluie décennale sèche : 573.5 mm et Pluie quinquennale sèche : 637.9 mm.

NB : Voir les détails des calculs en annexe I.2 (Tableau I.2.1)

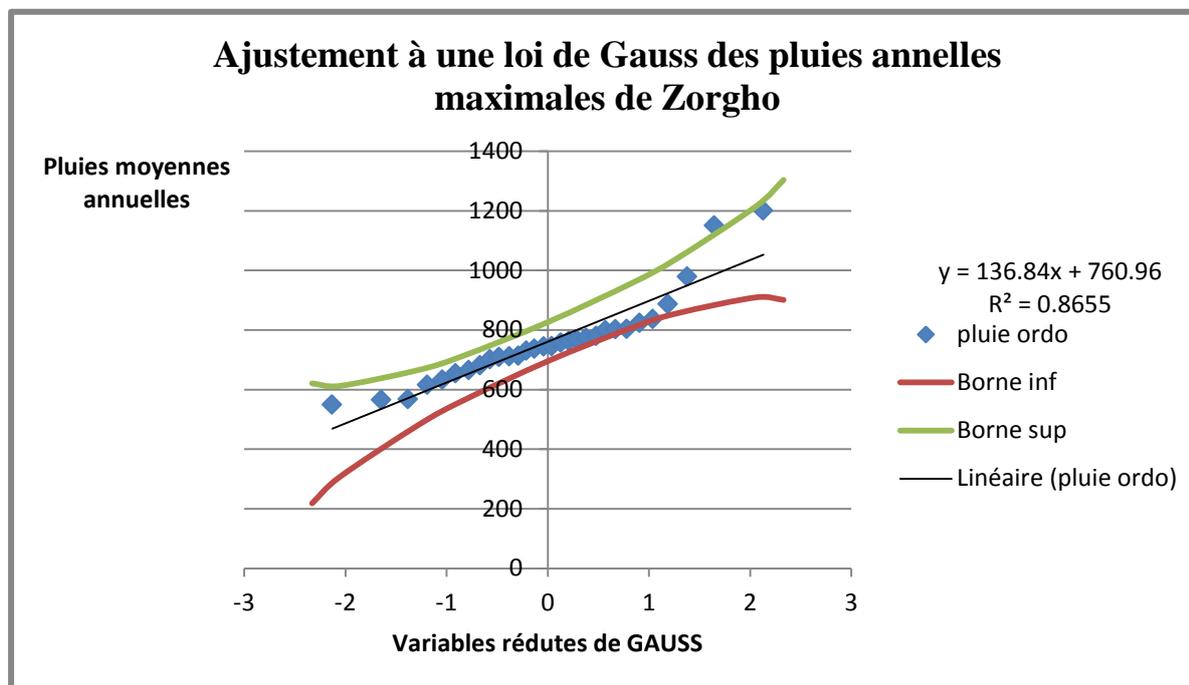


Figure 9: Analyse fréquentielle des pluies annuelles

Il faut au moins 29 points dans l'intervalle de confiance, l'ajustement est bon.

IV.1.4. Étude des crues

Le tableau ci-dessous présente la synthèse du calcul des crues.

Tableau 5: Synthèse des résultats du calcul des crues

ORSTOM(Q10)	m ³ /s	10.064
CIEH(Q10)	m ³ /s	19.5
Crue adopté (Q10)	m ³ /s	19.5
Gradex (C)	-	2.52
Crue projet (Q100)	m ³ /s	49
Crue de sécurité (Q _s)	m ³ /s	97
crue de rupture (Q _{rupture})	m ³ /s	327

Cela montre que la digue résistera jusqu'à une charge (h=1,75m), au-delà de laquelle la digue n'a aucune protection.

La variation du débit en fonction de la charge montre que la charge de rupture ($h_r=1,8m$) qui est supérieure à ($h=1,75m$) est justifiée, car avec cette charge l'eau monte sur la digue.

Tableau 6: Hauteur de la charge en fonction du débit (cas du Creager)

Crue (m^3)	Q_{10}	Q_{100}	$Q_{sécurité}$	$Q_{rupture}$
Charge (h)	0.29	0.55	0.84	1.8

❖ *Période de retour*

La période de retour est de 100 an ce qui nous a permis de calculer le débit de projet a une période de Q_{100} avec un risque probable de 25%.

La valeur

$$\frac{H^2}{\sqrt{V}} = 0,08 \text{ Donc le débit projet a une période de retour de 100 ans.}$$

IV.2. ETUDE DE LA RETENUE

Cette étude a porté sur l'évaluation du volume de la retenue, les besoins en eau, des pertes et les apports. De plus, une simulation de l'utilisation de la retenue a été réalisée.

NB : Détails de l'étude de la retenue (ANNEXEII)

IV.2.1. Evaluation des besoins en eau

❖ Besoins agricoles

L'oignon a été retenu comme la spéculation de contre saison. Ce choix est dû à sa forte valeur ajoutée et la préférence des bénéficiaires pour cette spéculation. Novembre a été retenu comme le mois de début de la campagne maraichère pour permettre aux producteurs de récolter les céréales.

Les besoins bruts totaux pour l'irrigation ont été estimés à 33 047m³. Ceux du mois de pointe (avril) ont été estimés à 10 015 m³/ha correspondant à un débit d'équipement de 3,2 l/s/ha.

❖ Besoins pastoraux

A l'horizon du projet, les besoins en eau pastoraux s'élèveront à 1 081 000 m³ en 2037.

Le détail des calculs est joint dans le.

Le volume d'eau de la retenue étant très insuffisant, il faut mettre l'accent sur une agriculture économique en eau (goutte à goutte) et construire des forages et des puits pastoraux à l'aval du barrage pour le cheptel.

IV.2.2. Evaluation des pertes

Les pertes au niveau de la cuvette regroupent les pertes par infiltration, les pertes par évaporation et les pertes par dépôts solides.

❖ Pertes par infiltration

Les pertes par infiltration ont été estimées à 730 mm/an soit 7 300 m³/ha/an.

❖ Pertes par évaporation

L'évaporation annuelle a été estimée à 2148 mm/an.

IV.2.3. Calcul des apports solides et liquides

Ces études ont porté sur les apports liquides susceptibles d'arriver à l'exutoire du barrage de Bomboré (V3).

IV.2.3.1. Calcul des apports solides

Les dépôts solides ont été estimés à partir de deux formules et les résultats obtenus se présentent comme suit :

- Méthode de Grésillon : 2377,7 (m³/an)
- Méthode de Gottschalk : 2224,48 (m³/an)

NB : On retiendra comme apport solide $V=2377,7$ (m³/an)

Le volume des terres dans la cuvette à l'horizon 2037 (20ans) est estimé à 47554m³.

IV.2.3.2. Calcul des apports liquides

La formule de Coûtagne a été utilisée pour le calcul des apports liquide.

❖ Formule Coûtagne

Déficit hydrique D (m) : 0,639

Ecoulement annuel Q(m)= 0,122m

** Calcul des coefficients d'écoulement*

Le coefficient d'écoulement annuel : $K_e = 16$ (%)

Les corrélations utilisées par l'ONBAH à partir des apports annuels de Coûtagne ont permis d'obtenir :

- Coefficient d'écoulement en année quinquennale sèche : $K_{e5} = 11$ (%)
- Coefficient d'écoulement en année décennale sèche : $K_{e10} = 8$ (%)

** Valeurs des apports liquides*

Tableau 7: Résultats du calcul des apports liquides

Année moyenne (m ³)	Année quinquennale sèche (m ³)	Année décennale sèche (m ³)
1.328.633,5	777.195,4	500.664, 5

NB : Nous retiendrons 546757.5m³ à la côte 300,75m sur la courbe hauteur-volume qui est la valeur supérieure sur la courbe hauteur-volume.

IV.2.3.3. Volume de la cuvette

Les levés topographiques de la cuvette ont permis de faire une correspondance entre les côtes, les surfaces et les volumes. Cela nous a permis de caler le déversoir à la côte 300,75m pour un volume d'eau de 546757.5m³ et une surface d'environ 31,5ha occupée par la cuvette.

IV.2.3.4. Simulation de l'utilisation de la retenue

La simulation de la retenue été réalisée à partir de la courbe hauteur-volume. Les paramètres du calcul sont : les pertes d'eau par évaporation et par infiltration, les besoins en eau (agricoles et pastoraux) et la superficie totale à irriguer.

Elle nous a permis de réaliser deux scénarii d'exploitation de la retenue :

- L'exploitation de la retenue avec les besoins du cheptel, nous permet d'irriguer 4,5 ha ;
- L'exploitation de la retenue sans les besoins du cheptel, nous permet d'irriguer 10 ha ;

IV.2.3.5. Exploitation de la retenue

La courbe d'exploitation de la retenue sera réalisée en prenant en compte les besoins des cultures et du cheptel. Elle part de novembre à février.

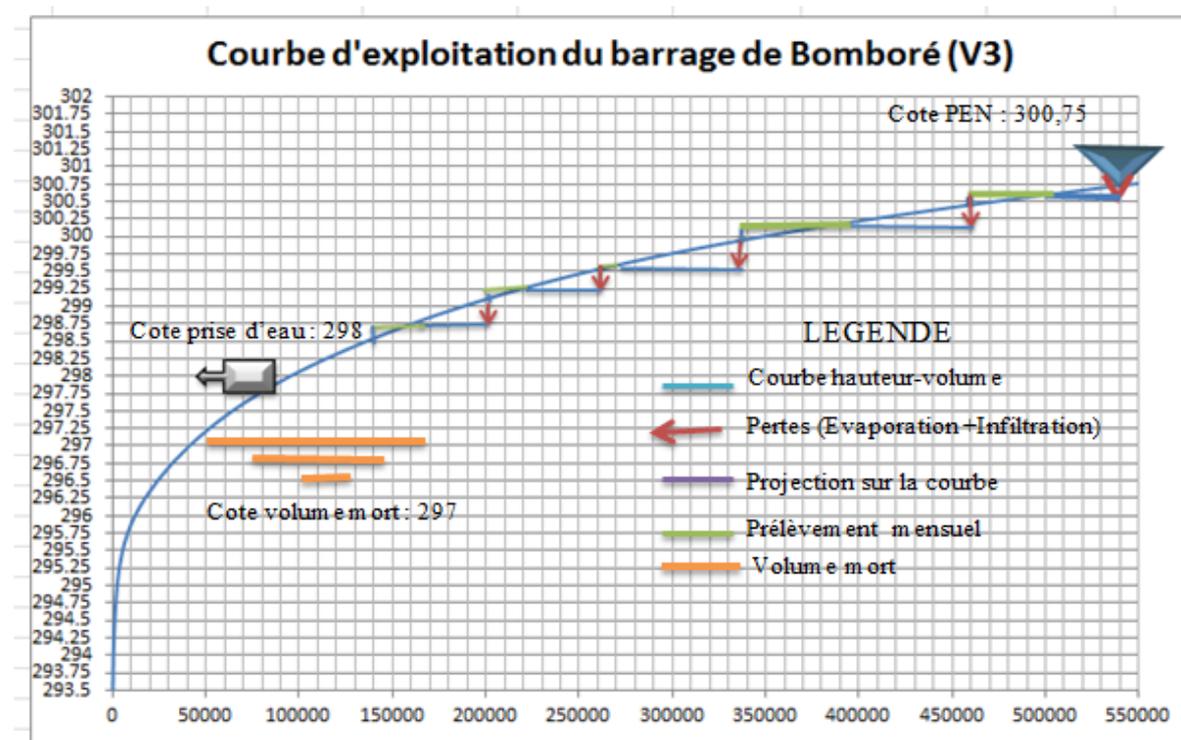


Figure 10: Courbe d'exploitation de la retenue

IV.3. CONCEPTION DE LA DIGUE ET DES OUVRAGES ANNEXES

IV.3.1. Résultats de conception de la digue

Les données relatives à la digue sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 8: Synthèse des résultats de conception de la digue

DÉSIGNATION	UNITÉ	VALEUR
Digue		
Type de barrage		homogène en argile
Côte du plan des plus hautes eaux (Z_{PEN})		300,75
Côte du plan des plus hautes eaux (Z_{PHE})	m	301,3
Surface du plan d'eau normal (S_{PEN})	ha	31 ,5
Surface du plan des plus hautes eaux (S_{PHE})	ha	41,5
Volume du plan d'eau normal (V_{PEN})	m ³	546 757,5
Volume du plan des plus hautes eaux (V_{PHE})	m ³	729 505
Longueur totale (y compris déversoir)	m	675
Hauteur maximale par rapport au TN	m	8,5
Largeur en crête	m	4
Pente des talus	H/V	½
Tranchée d'ancrage		
Pente des talus	H/V	1/3
Largeur en base	m	4
Profondeur maximale	m	6,03
Protection		
Talus amont (épaisseur perré sec)	cm	20
Talus aval (épaisseur perré sec)	cm	20
Filtres et drains		
Epaisseur minimale du filtre horizontal	cm	23
Epaisseur maximale du filtre horizontal	cm	50
5. Devis quantitatif		
Remblais digue	m ³	26822
Remblais tranché	m ³	6829
Filtre (sable)	m ³	2931
moellon	m ³	5864
Béton mur parapet	m ³	309
Déblais tranché	m ³	6829
Déblais TN	m ³	4689

IV.3.1.1. Vérification de la stabilité de la digue

Les résultats de la vérification de la stabilité des pentes avec la méthode de Bishop, par le logiciel GEO-SLOPE, nous donnent un coefficient de sécurité ($F > 1,5$) dans les cas où la retenue est (vide ou pleine). Les pentes des talus amont et aval, pris à (1/2), sont stables.

Cercle de glissement le plus défavorable, cas de la retenue vide	Cercle de glissement le plus défavorable, cas de la retenue pleine
- X=14,50	- X=14,60
- Y=12,40	- Y=12,50
- Rayon=14,10	- Rayon=14,4
- F=1,559	- F=2,388

IV.3.2. Résultats des ouvrages annexes

IV.3.2.1. Bassin de dissipation

Les calculs montrent que le bassin de dissipation est de type(II) et la synthèse des résultats est dans le tableau ci-dessous.

Tableau 9: Synthèse des résultats de dimensionnement du bassin de dissipation

Libellé	Valeurs adoptées (m)	Libellé	Valeurs adoptées (m)
Coursier		Blocs chicanes	
Longueur	58	Hauteur	0,25
Largeur	5	Largeur en base	0,2
Epaisseur	0,30	Largeur en crête	0,05
Blocs de chutes		Espacement	0,2
Hauteur	0,2	Pente aval	1/1
Largeur en base	0,3	Pente du seuil terminal	1/2
Largeur en crête	0,2	Seuil terminal	0,2
Espacement entre les blocs	0,2	Espacement : (blocs chicanes / extrémité du bassin)	0,1
Espacement :(blocs / extrémité du bassin)	0,1	Distance blocs de chute- blocs chicane	0,05
Nombre	290	Nombre	290

IV.3.2.2. Ouvrage de prise et de vidange

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des résultats de l'ouvrage de prise et de vidange.

Tableau 10: Résultats de conception des ouvrages de prise et de vidange

II. OUVRAGE DE PRISE	Unité	Valeurs
Diamètre nominal (en fonte)	mm	200
Longueur	m	30
Côte de calage amont	m	298
III. OUVRAGE DE VIDANGE	m	
Hauteur	m	1
Largueur	m	1
Longueur	m	30
Temps de vidange	jours	5
Côte de calage amont	m	293,5

La séparation de l'ouvrage de prise et de vidange permet d'avoir une eau moins chargée en particules fines pour l'agriculture et de vider une partie des apports solides avec l'ouvrage de vidage.

IV.3.2.3. Mur bajoyer

* *Dimensionnement géométrique*

Le tableau ci-dessous présente les résultats du dimensionnement géométrique de l'ouvrage.

Le logiciel donne également les résultats du ferrailage et les quantités.

Tableau 11: Résultats de dimensionnement géométrique du mur bajoyer

MUR	SEMELLE FILANTE
Hauteur : 7.70 m	Sans patin
Epaisseur supérieure : 30.0 cm	Épaisseur/Hauteur : 80 cm
Epaisseur inférieure : 80.0 cm	Talon : 450.0 cm
	Béton de propreté : 10 cm

NB : plan du dimensionnement géométrique et de ferrailage (ANNEXE VII.).

IV.4. CONCEPTION DES DEVERSOIRS

IV.4.1. Déversoir Creager

La présente étude a permis un dimensionnement de la géométrie de l'ouvrage et la détermination de la longueur déversoir. De même le volume de béton nécessaire à sa construction est de 1447m^3 .

❖ Dimensions géométriques

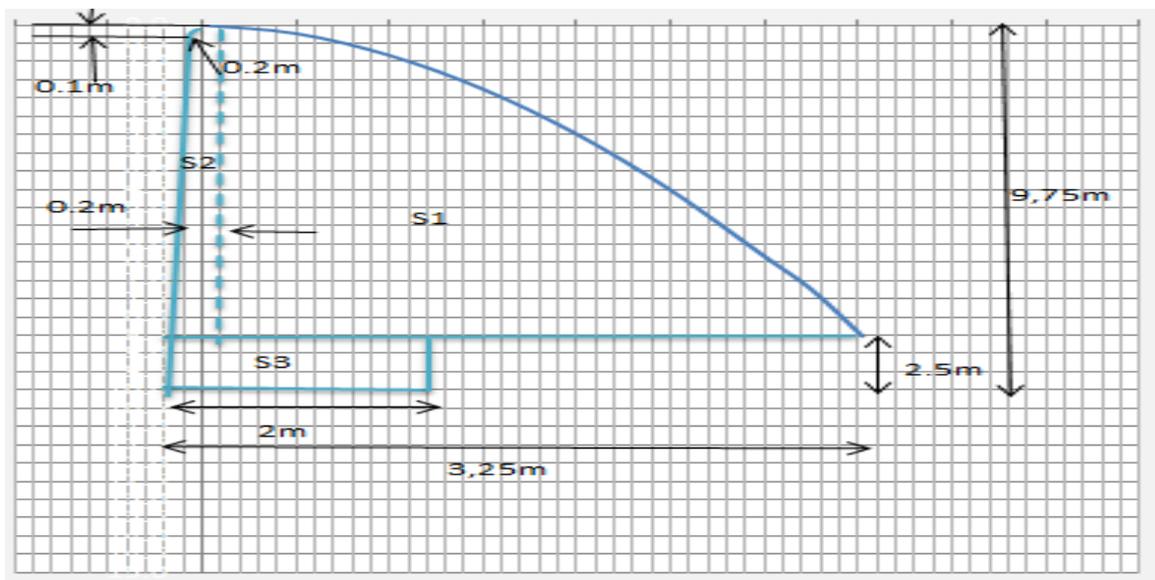


Figure 12: Paramètres géométriques du déversoir Creager

Les résultats obtenus se présentent comme suit :

Tableau 12: Synthèse des résultats de dimensionnement du déversoir Creager.

DÉSIGNATION	UNITÉ	VALEUR
Type de déversoir	-	Creager
Lame d'eau déversante	m	0,55
Longueur déversant	m	58
Hauteur du seuil	m	7,25
Largeur en base	m	3,25
Largueur de la parafouille rectangulaire	m	2
Profondeur de la parafouille rectangulaire	m	2,5
Volume de béton	m^3	1447

❖ *Stabilité du déversoir Creager*

Le tableau suivant présente les résultats de l'étude de la stabilité du déversoir Creager.

Tableau 13: Résultats d'étude de la stabilité du déversoir Creager

DÉSIGNATIONS	Condition de stabilité	UNITÉ	VALEUR
Stabilité au renversement			
Somme des moments renversants (Mr)	$F_R = \left \frac{Ms}{Mr} \right \geq 1$ $\frac{-b}{6} < e < \frac{b}{6}$	kN.m	1053
Somme des moments stabilisants (Ms)		kN.m	1210
b/6		m	0,54
Excentricité (e)		m	0,32
F _R		-	1,15 ≥ 1
Résultat	OK		
Stabilité au glissement			
Résultante des forces horizontales (Fh)	$\frac{F_v}{F_h} \geq 1$	kN/ml	314
Résultante des forces verticales (Fv)		kN/ml	320,45
Résultat			1,02 ≥ 1
Stabilité interne			
Contrainte minimale	$\sigma_{\min} \geq 0$ $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{limite-béton}}$	MPa	0.06 ≥ 0
Contrainte maximale		MPa	0,24 ≤ 9
Résultat	OK		
Stabilité au poinçonnement			
Contrainte admissible (q _{adm})	$\sigma_{\text{ref}} < q_{\text{adm}}$	kN/ml	2782
Contrainte de référence (σ _{ref})		kN/ml	241
Résultat		OK	

NB : La stabilité générale de l'ouvrage est assurée.

IV.4.2. Déversoir blocs fusibles

❖ Conception des blocs fusibles

Tableau 14: Synthèse des résultats de dimensionnement du déversoir blocs fusibles

Numérotation des blocs		8	9	10	11	12	13	Murs séparateurs	
Désignation	Unité								
Hauteur de basculement	m	0,80	0,88	0,95	1,01	1,07	1,13	-	
charge crête déversoir	m	0,53	0,58	0,63	0,67	0,71	0,75	-	
longueur du bloc	m	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	1	
Hauteur	m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
Largeur	m	0,75	0,80	0,85	0,9	0,95	1	0,15	
nombre de bloc	m ³	1	1	2	2	2	3	10	
Volume de Béton /Bloc	m ³	1,88	2	4,25	4,5	4,75	7,5	0,75	
Volume total de Béton	m ³	25							

❖ Etude de la limite de stabilité des blocs fusibles

Le diagramme ci-dessous, présente le point de basculement des blocs en fonction de la charge.

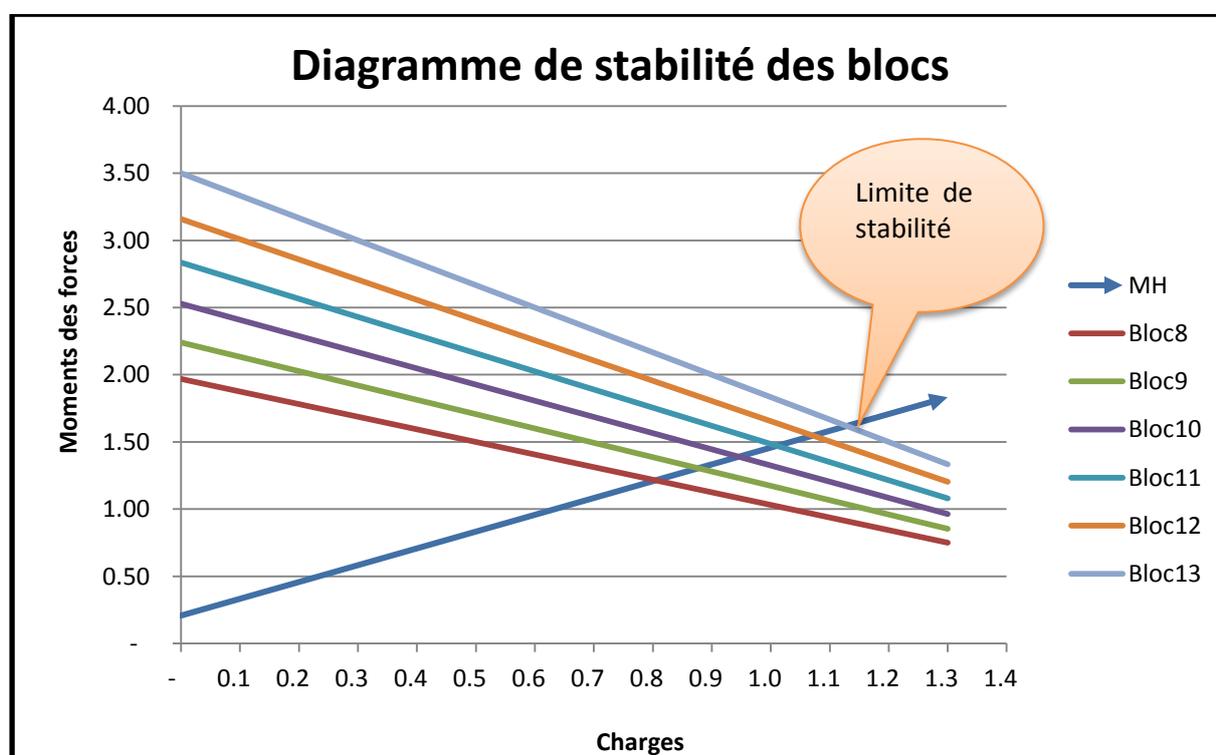


Figure 13: Diagramme de stabilité des blocs fusibles

NB : la force de butée maximale est estimée à 7KN/ml

IV.4.3. Déversoir PK Weirs

Le tableau ci-dessous présente, les résultats de la conception du déversoir PKWeirs.

Tableau 15: Résultats du dimensionnement du PKWeirs

Désignation	Légende	Unité	Valeurs
Nombre d'alvéole	N	-	8
Largeur totale du déversoir	Wp	m	30
épaisseur des alvéoles (15 à 25cm)	e	cm	1.5
Hauteur maximale du PKW	P	m	8.25
Largeur de l'alvéole amont	a	m	4.5
Largeur de l'alvéole aval	b	m	3
Longueur du porte- à- faux amont	c	m	5.625
Longueur du porte -à -faux aval	d	m	5.625
Pente des portes à faux	-	-	½
Largeur d'une paroi latérale	B	m	22.5
Largeur d'un cycle de PKW	W	m	3.75
Largeur de la fondation	B _m	m	11,25
Total Béton (0,7P ²)	TB	m ³	1429

IV. 4.4. Comparaison des déversoirs

❖ Comparaison des paramètres hydrauliques des déversoirs

Les paramètres hydrauliques étudiés dans le tableau ci-dessous sont : le débit, la performance, la profondeur économisée ou perdue. La comparaison des déversoirs deux à deux montre que le PKWeirs se distingue des autres par sa performance et sa faible charge.

Tableau 16: Comparaison des paramètres hydrauliques des déversoirs

Comparaison PKWeirs/Creager						
1. Charge d'eau (m)	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.15
2. Débit du PKWeir (m ³ /s)	37.0	96.8	169.8	252.0	332.2	393.3
3. Débit du Creager (m ³ /s)	11.4	32.3	59.3	91.3	127.6	157.4
4. Accroissement de débit spécifique	25.59	64.52	110.50	160.70	204.60	235.94
5. Performance du PKWeir (2/3)	3.24	3.00	2.86	2.76	2.60	2.50
6. Charge d'eau sur le Creager pour le même débit que PKWeir (6-1)	1.46	3.82	6.70	9.94	13.11	15.52
7. Profondeur économisé (charge économisé)	1.26	3.42	6.10	9.14	12.11	14.37
Comparaison Blocs fusibles/Creager						
1. Charge d'eau (m)	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.15
2. Débit du Creager (m ³ /s)	11.4	32.3	59.3	91.3	127.6	157.4
3. débit du bloc fusible	8.8	24.9	45.8	73.64	117.10	155.51
4. perte de débit	-2.6	-7.3	-13.5	-17.7	-10.5	-1.8
5. performance du bloc fusible	0.77	0.77	0.77	0.81	0.92	0.99
6. Charge d'eau sur le Creager pour le même débit que le BF	0.01	0.03	0.05	0.08	0.12	0.16
7. Profondeur perdu (charge perdu)	-0.19	-0.37	-0.55	-0.72	-0.88	-0.99
Comparaison PKWeir/ Blocs fusibles						
1. Charge d'eau (m)	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.15
2. Débit du PK Weir (m ³ /s)	37	96.8	169.8	252	332.2	393.3
3. débit du bloc fusible	8.8	24.9	45.8	73.6	117.1	155.5
4. Accroissement de débit spécifique	28.2	71.9	124.0	178.4	215.1	237.8
5. Performance du PKWeir (2/3)	4.20	3.88	3.71	3.42	2.84	2.53
6. Charge d'eau sur le Creager pour le même débit que PKWeir (6-1)	1.7	4.5	8.0	11.8	15.6	18.4
7. Profondeur économisé (charge économisé)	1.5	4.1	7.4	11.0	14.6	17.3

❖ *Relation charge débit pour la même crue projet*

La crue projet étant de 49m³/s, on constate sur la courbe de débitance que la charge sur le PKWeirs est de 0,2m ; pour le Creager (0,55m) et (0,6m) pour les blocs fusibles. La charge étant liée à la revanche libre, plus elle est faible, moins la hauteur de la digue est grande.

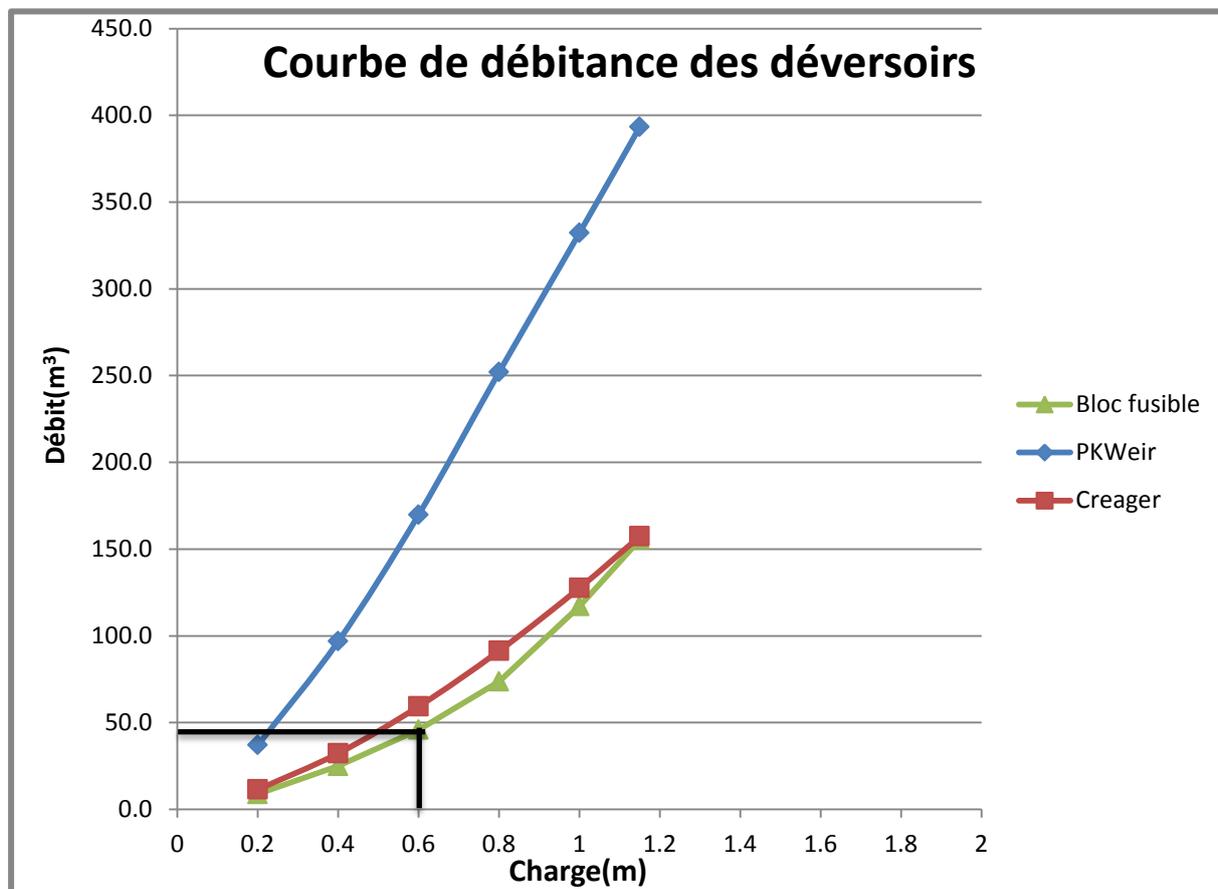


Figure 14: Courbes de débitance des déversoirs

❖ *Impacte des déversoirs sur la sécurité de l'ouvrage*

Le calcul de la crue de rupture pour chaque type de déversoir permet d'estimer leur contribution à la sécurité de l'ouvrage. La sécurité de l'ouvrage varie dans le même sens que la crue de rupture.

Tableau 17: Résultats de la contribution des déversoirs à la sécurité du barrage

Déversoirs	Crue de rupture (m ³)	Contribution à la sécurité (%)
Creager	291,5	100
Blocs fusibles	346,8	119
PKWeirs	494	170

❖ *Charges d'entretien des déversoirs*

Le tableau ci-dessous fait la synthèse de l'estimation des charges d'entretien.

Tableau 18: Appréciation de la charge d'entretien des déversoirs

Déversoirs	Charge d'entretien
Creager	Négligeable (quelques petites réparations sont possibles)
Blocs fusibles	Variable (nombre de blocs qui chutent chaque année)
PKWeirs	Négligeable (quelques petites réparations sont possibles)

❖ *Maitrise de la technologie de mise en œuvre et durabilité des ouvrages.*

Pour le même matériau utilisé dans construction des ouvrages, la durabilité est similaire alors que la maitrise de la technologie de mise en œuvre varie d'un ouvrage à l'autre.

Tableau 19: Technologie de mise en œuvre et de la durabilité des déversoirs

Déversoirs	Maitrise de la technologie de mise en œuvre	Durabilité
Creager	Difficile à bâtir	durable
Blocs fusibles	Simple à bâtir	durable
PKWeirs	Réalisable	durable

❖ *Impacte des déversoirs sur le coût du projet*

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des résultats du métré y compris la TVA.

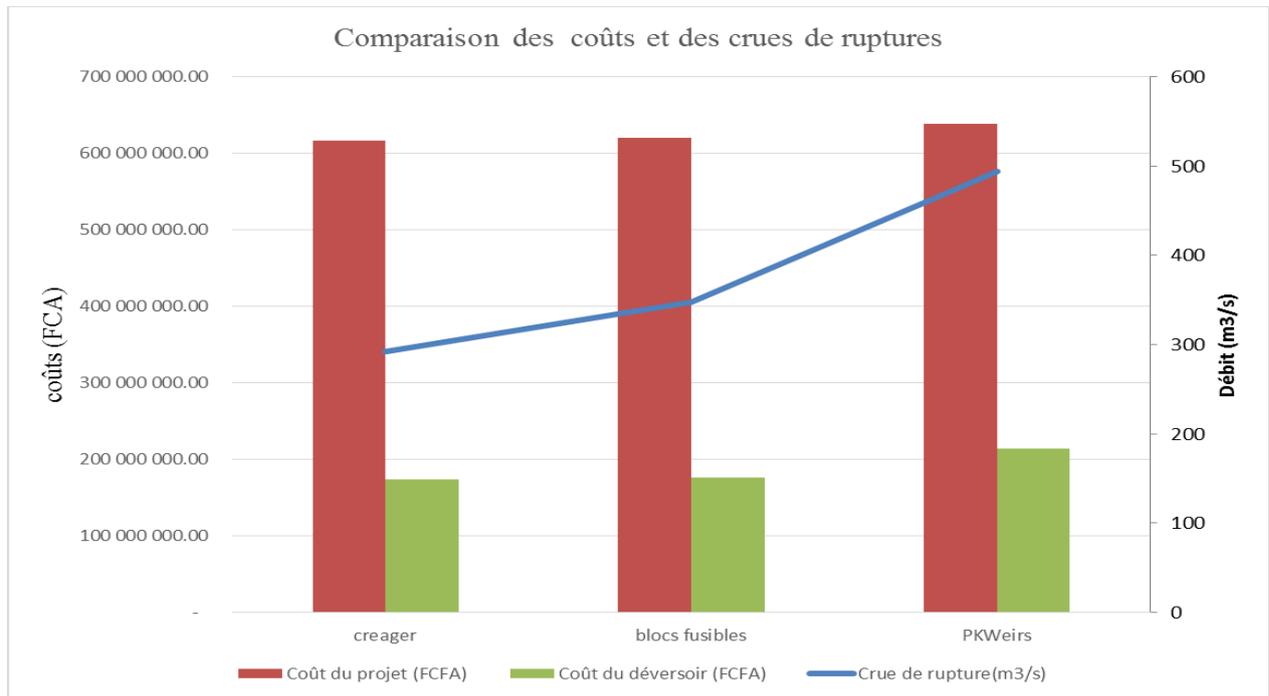
Voir détail des calculs en annexe V.

Tableau 20: synthèse des coûts du projet

Déversoirs	Coût du projet sans déversoir(FCFA)	Coût des déversoirs(FCFA)	Coût du projet avec déversoir(FCFA)
Creager	443 678 319	173 106 000	616 784 319
Blocs fusibles		176 718 500	620 396 819
PKWeirs		214 317 500	638 834 831

IV.4.5. DISCUSSION

- L'analyse des résultats du métré montre que l'écart entre les coûts de réalisation des différents déversoirs est négligeable par rapport au coût général du projet. Ce pendant le PKWeirs peut être économique lorsque le volume de remblai de la digue et le volume de béton du bassin de dissipation sont élevés. La durabilité des ouvrages en béton est liée à la qualité des matériaux de construction. Cependant d'autre paramètre (la performance, le débit, la charge, la contribution à la sécurité, et la maîtrise de la technique de construction) permettent de comparer les déversoirs.



- Le Creager est un ouvrage qui par sa forme à l'aval, n'est pas simple à bâtir. A défaut du Creager initial, un déversoir proche du Creager (déversoir à profil trapézoïdal ou faut Creager) est bâti. Les charges d'entretien du Creager sont négligeables, mais son débit évacué est faible par rapport aux deux autres déversoirs. Sa contribution à la sécurité du barrage est limitée par sa faible débitance et sa charge crête élevée.
- Les blocs fusibles sont conçus pour être déposés sur la crête d'un seuil. C'est un ouvrage simple à construire et facile à adapter aux besoins des usagers de l'eau.

Sa contribution à la sécurité du barrage peut être améliorée, si l'on augmente la profondeur de l'arase. Cependant, les charges d'entretien peuvent être élevées, car chaque bloc qui chute doit être remplacé et cela a un coût.

- La comparaison des déversoirs par rapport à leur contribution à la sécurité du barrage place le PKWeirs (70%) loin devant les blocs fusibles (19%) et le Creager.

La durabilité de l'ouvrage et sa stabilité (1429 m³ de béton pour une longueur déversant 30m) sont liés à sa robustesse.

Le P.K.Weirs représente une alternative rentable du point de vue hydraulique.

Ce type de déversoir pourrait être une solution pour plusieurs barrages existants qui nécessite un accroissement de la capacité de la retenue(réalisé sur la crête d'un seuil) ou l'accroissement de débit évacué par l'évacuateur de crues. Comme il pourrait être une solution pour réduire la largeur des évacuateurs de crues et/ou la hauteur des nouveaux barrages.

L'analyse de l'étude comparative nous permet de classer notre choix de projet dans l'ordre suivant : PK Weir (1^{er}), Blocs fusibles (2^e) et Creager (3^e).

DÉSIGNATIONS	Creager	Blocs Fusibles	PKWeirs
Cout du projet (FCFA)	616 784 319	620 396 819	638 834 831
Variation de la charge pour la crue projet (m)	0,55	0,60	0,2
Hauteur de la digue(m)	8.5	8,45	8,15
Longueur du bassin de dissipation (m)	58	58	30
Performance par rapport au creager	-	0,77	3
Crue de rupture (m ³)	291,5	346,8	494
Contribution à la sécurité (%)	100	119	170

V. CONCLUSION, RECOMMANDATIONS

Le présent mémoire a porté sur l'étude comparative de trois types de déversoirs (Creager, Blocs fusibles et PK Weir), dans le cas de la reconstruction du barrage de Bomboré (V3) dans la commune de Mogtedo au Burkina Faso. La méthodologie adoptée a permis de dimensionner d'une part un barrage dont la capacité est de 546757.5m^3 et d'autre part de dimensionner et de comparer trois types de déversoirs. L'analyse des résultats montre que l'écart entre les coûts de réalisation des trois types de déversoirs est négligeable par rapport au coût général du projet (maximum 638 834 831FCFA). La comparaison des paramètres hydrauliques a permis de classer les déversoirs en fonction de leurs contributions à la sécurité du barrage : PK Weir (1^{er}), Blocs fusibles (2^e) et Creager (3^e).

L'augmentation de la capacité de stockage et l'amélioration de la sécurité des barrages est une opportunité pour le Burkina Faso. Ceci peut se faire à moindre coût et avec des moyens essentiellement locaux en utilisant des solutions simples et économiques. Parmi celles-ci, deux solutions nouvelles paraissent particulièrement bien adaptées : le P.K.Weirs et les blocs fusibles. Ces deux solutions pourraient être utilisées pour des ouvrages existants et la plupart des barrages futurs. Elles peuvent s'appliquer également à des ouvrages plus importants.

A la fin de cette étude, nous recommandons :

- La mise en place d'un comité de gestion, pour assurer le suivi et l'entretien de l'ouvrage ;
- L'implication des services techniques dans le suivi et l'entretien de l'ouvrage
- La réalisation d'un PK Weir pour le choix final du déversoir.

Nous suggérons à long terme, la vulgarisation du PKWeirs, comme alternative au changement climatique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Berton, S. (1988). La maîtrise des crues dans les bas-fonds : petits et micro barrages en Afrique de l'Ouest.
- Durand, J. (1996). Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique (version provisoire). *EIER Ouagadougou, Burkina Faso*.
- Durand, J.-M., Royet, P., & Mériaux, P. (1999). *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale*. Editions Quae.
- GUEYE, I. (2012/ 2013). Cours de Barrage L2&L3.
- Machiels, O., Erpicum, S., Archambeau, P., Dewals, B., & Piroton, M. (2012). Method for the preliminary design of Piano Key Weirs. *La Houille Blanche*, (4–5), 14–18.
- Triboulet, J., Gonni, D. C., Nouvelot, J., Lamachere, J., Puech, C., & Faures, J. (1996). Crues et apports. Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche.
- LEMPERIERE, A. O. (2003). Nouvelle conception de deversoir pour l'accroissement de la capacité des retenues, des barrages. *-Le Journal de l'Eau et de l'Environnement France*.
- LO, M. (2016/2017). cours de barrage Master2. Burkina Faso.
- Machiels, O. (2009, octobre 29). Méthode de pré-dimensionnement des PKW et application au barrage de la Raviège. *troisième séminaire PKW/*. Lyon –St Exupéry, France.
- EMERGENCE ingénierie, 2016: Rapport étude de base
- VORON. (2011, Avril). La réhabilitation des ouvrages existants.
- COMPARORE. (1996, Novembre). COURS DE BARRAGE 2e Edition. _o
- Dr. MESSAN. (2015). BETON ARME 3.
- KARAMBIRI, H. (1998). Etude de l'envasement des barrages au Burkina Faso : Etude de cas.
- Rodier. (1975). Evaluation de l'écoulement annuel dans les régions sahéliennes et tropicales Sèches.
- Dr. Keïta. (2009, 2013). Irrigation par aspersion.

ANNEXES

ANNEXEI : ETUDE HYDRAULOGIQUE

ANNEXE1. 1 : MÉTHODE DE GUMBEL.....	II
ANNEXE1. 2: MÉTHODE DE GAUSS	IV
ANNEXE1. 3:CARACTERISATION DU BASSIN VERSANT	VI
ANNEXE1. 4:CLASSIFICATION DU BASSIN VERSANT	VII
ANNEXE1. 5:CALCUL DES CRUES	VIII

ANNEXEII : ETUDE DE LA RETENUE

ANNEXEII. 1:CALCUL DES APPORTS LIQUIDES	XIII
ANNEXEII. 2:CALCUL DES PERTES.....	XIV
ANNEXEII. 3:EVALUATION DES BESOINS.....	XVII
ANNEXEII. 4:Evaluation du volume de la retenue	XVIII
ANNEXEII. 5:Simulation de l'utilisation de la retenue.....	XX

ANNEXEIII : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE ET DES OUVRAGES ANNEXES

ANNEXEIII. 1:DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE	XXI
ANNEXEIII. 2:DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE DISSIPATION.....	XXIII
ANNEXEIII. 3:OUVRAGE DE PRISE.....	XXVIII
ANNEXEIII. 4:OUVRAGE DE VIDANGE	XXIX

ANNEXEIV : DIMENSIONNEMENT DES DEVERSOIRS

ANNEXEIV. 2:DEVERSOIR CREAGER	XXX
ANNEXEIV. 3:DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR BLOCS FUSIBLES	XXXVII
ANNEXEIV. 4:Dimensionnement du déversoir Piano Keys Weirs (PKW).....	XLIII

ANNEXEV : METRE DU PROJET

ANNEXEV. 1 : métré du projet	XLVII
------------------------------------	-------

ANNEXEVI : SYNTESE DES ETUDES DE BASE

ANNEXEVI. 1 : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE.....	LIV
ANNEXEVI. 2:ETUDE TOPOGRAPHIQUE.....	LV
ANNEXEVI. 3:ETUDE GEOTECHNIQUE	LVI
ANNEXEVI. 4:NOTICE D'IMPACTE ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE (NIES).....	LIX

ANNEXEVII : PLANS ET CARTES

ANNEXE1: ETUDE HYDROLOGIQUE

Dans le cadre de cette étude nous utiliserons deux méthodes pour l'analyse fréquentielle des pluies annuelles et journalières : la méthode de Gumbel et la méthode de gauss.

ANNEXE1. 1 : MÉTHODE DE GUMBEL

Tableau I.1:Ajustement à une loi de Gumbel

Taille n = 30		$X_o = 52,87$						
		$G = 15,61$			I, C, à (en%)= 95		$U_{Gauss} = 1,9500$	
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
37,2	36,8	1	0,017	-1,410	36,8	30,86449	16,1125	38,91287
48,2	37,2	2	0,050	-1,097	37,2	35,74258	23,3719	42,99212
51,7	41,5	3	0,083	-0,910	41,5	38,66167	27,6106	45,53854
67,3	44	4	0,117	-0,765	44	40,93344	30,8353	47,59431
48,5	44,9	5	0,150	-0,640	44,9	42,87586	33,5292	49,41544
44	47,8	6	0,183	-0,529	47,8	44,62149	35,8914	51,11081
56,2	48,2	7	0,217	-0,425	48,2	46,24012	38,0251	52,73939
71,3	48,5	8	0,250	-0,327	48,5	47,77401	39,9915	54,33834
57,1	48,5	9	0,283	-0,232	48,5	49,25148	41,8304	55,93373
104,6	48,7	10	0,317	-0,140	48,7	50,69311	43,5696	57,54542
56,3	49,5	11	0,350	-0,049	49,5	52,1149	45,2303	59,18963
48,5	50,5	12	0,383	0,042	50,5	53,53017	46,8291	60,88043
78,8	51,5	13	0,417	0,133	51,5	54,95066	48,3806	62,63072
51,5	51,5	14	0,450	0,225	51,5	56,38738	49,8978	64,45305
44,9	51,7	15	0,483	0,319	51,7	57,85121	51,3931	66,36029
48,7	56,2	16	0,517	0,415	56,2	59,35346	52,8789	68,36636
36,8	56,3	17	0,550	0,514	56,3	60,90648	54,368	70,48708
47,8	57,1	18	0,583	0,618	57,1	62,52423	55,8742	72,74115
58	58	19	0,617	0,727	58	64,22318	57,413	75,15145
49,5	63	20	0,650	0,842	63	66,0234	59,002	77,74684
63	67,3	21	0,683	0,966	67,3	67,9502	60,6628	80,56472
106,2	71,3	22	0,717	1,099	71,3	70,03663	62,4222	83,65502
80,5	78,8	23	0,750	1,246	78,8	72,32751	64,3157	87,08653
50,5	80	24	0,783	1,410	80	74,88635	66,3921	90,95789
100,8	80,5	25	0,817	1,597	80,5	77,80796	68,7234	95,4176
85,5	85,5	26	0,850	1,817	85,5	81,24406	71,4233	100,7045
51,5	90,1	27	0,883	2,087	90,1	85,46121	74,6902	107,24
41,5	100,8	28	0,917	2,442	100,8	90,99898	78,9237	115,8785
90,1	104,6	29	0,950	2,970	104,6	99,25064	85,1522	128,8303
80	106,2	30	0,983	4,086	106,2	116,6721	98,1264	156,3504

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est comme suit :

$$F(x) = e^{-e^{-((x-a)/b)}}$$

En posant $U = (x-a)/b$ on a $x_i = u.b + a$

$$U = -\ln(-\ln F(x))$$

U : variable réduite de Gumbel

Pour le calcul des paramètres, la méthode des moments

Dans le cas d'un ajustement selon la méthode de Gumbel, le couple de point à placer dans le repère est le couple (x_i, u_i) ou $U_i = -\ln(-\ln F(x_i))$ et $F(x_i)$, la fonction de répartition expérimental de Hazen ou $F(x_i) = (i-0,5)/n$.

Procédure de traitement des données :

Ordonné les pluies maximal journalière (x_i) du plus petit au plus grand.

Calcul de la fonction de répartition de Hazen

Calcul de la variable réduite de Gumbel

Le paramètre (a) qui est le paramètre de tendance central est le point où la droite de tendance coupe l'axe des ordonnées sur le graphique.

Le paramètre (b) qui est le paramètre d'échelle, se détermine par l'équation $X_a = a + b.U_a$ en prenant un point (a) sur la droite de tendance.

Calcul de la bande de confiance et qualité de l'ajustement

La bande de confiance désigne la partie comprise entre les courbes d'équation suivante :

$$B_{supérieur} = a + b.U_i + \Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) * \beta i * \frac{b}{\sqrt{n}}$$

$$B_{inférieur} = a + b.U_i - \Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) * \beta i * \frac{b}{\sqrt{n}}$$

L'ajustement est jugé bon si la bande de confiance contient au moins $n*(1-\alpha)$ point.

$$Q = 30*(1-0,05) = 28.5 \text{ points, l'ajustement est bon.}$$

Calcul du temps de retour et de la probabilité au dépassement

La probabilité au dépassement est défini par :

$$P(X \geq x) = 1 - P(X \leq x) = 1 - F(x)$$

Le temps de retour est défini par:

$$T(x) = \frac{1}{1-F(x)}$$

Tableau I.2 : Synthèse des études de l'analyse des pluies journalières

Periode	F(xi)	U _{Gumbel}	Borne inf	Borne sup	valeur
pj moy	0,5	0,367	52,136	67,350	58,597
P10 humide	0,9	2,250	76,646	111,211	88,011
P10 sèche	0,1	-0,834	29,309	46,606	39,851
P5humide	0,8	1,500	67,520	93,102	76,294
P5sèche	0,2	-0,476	36,982	51,931	45,444
P50 humide	0,98	3,902	95,998	151,801	113,799
P50 sèche	0,02	-1,364	17,182	39,497	31,576
P100 humide	0,99	4,600	104,06	169,074	124,701
P100 sèche	0,01	-1,527	13,338	37,42	29,029

ANNEXE1. 2.: MÉTHODE DE GAUSS

Dans le cadre de cette étude, nous utiliserons la fonction de répartition de Hazen qui est la suivante : $G_n(x_i) = \frac{i-0,5}{n}$

Dans le cadre d'un ajustement graphique, le couple de point qu'il faut placé dans le repère est $(x_i ; \Phi^{-1}(G(x_i)))$ ou Φ est la fonction de la loi normal centré, réduite. ;

Les valeurs de $\Phi^{-1}(G(x_i))$ sont obtenu en consultant la table de la loi normal centré, réduite.

Le nuage de point obtenu permet de tracer une droite qui passe le plus près possible de l'ensemble des points.

La moyenne graphique (μ), est obtenue en lisant le point qui coupe l'axe des ordonnés.

Pour la détermination de l'écart type, on peut utiliser un point quelconque (x_i) de la droite et appliqué la formule suivante : $\sigma = \frac{x_i - \mu}{y_i}$

Dans le cadre d'un ajustement par le calcul, on obtient μ et σ en utilisant les estimateurs standard de la moyenne et de l'écart type.

μ est donné par : $\bar{X}_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$

σ est donné par : $S_c = \sqrt{\frac{1}{n-1} * \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_n)^2}$

$$l'équation de la droite est : y = \frac{xi - \bar{Xn}}{S_c}$$

Tableau I.2.1. : Calcul d'un ajustement à une loi de Gauss

année	pluies	pluie ordo	rang	G(xi)	Ugauss
1986	708.3	548.5	1	0.0167	-2.13
1987	566.9	565.2	2	0.0500	-1.645
1988	772.7	566.9	3	0.0833	-1.38
1989	779.5	615.2	4	0.1167	-1.19
1990	548.5	632.5	5	0.1500	-1.04
1991	744.7	653.8	6	0.1833	-0.91
1992	801.4	664.7	7	0.2167	-0.78
1993	729.4	681.1	8	0.2500	-0.67
1994	1200.6	700.8	9	0.2833	-0.57
1995	766	708.3	10	0.3167	-0.48
1996	653.8	710.1	11	0.3500	-0.38
1997	615.2	713	12	0.3833	-0.29
1998	681.1	729.4	13	0.4167	-0.21
1999	802.4	736.4	14	0.4500	-0.13
2000	565.2	743.6	15	0.4833	-0.04
2001	632.5	744.7	16	0.5167	0.04
2002	756.8	756.8	17	0.5500	0.13
2003	736.4	762.2	18	0.5833	0.21
2004	798.8	766	19	0.6167	0.29
2005	743.6	772.7	20	0.6500	0.38
2006	762.2	779.5	21	0.6833	0.48
2007	886.7	798.8	22	0.7167	0.57
2008	836.2	801.4	23	0.7500	0.67
2009	823.1	802.4	24	0.7833	0.78
2010	1150.2	823.1	25	0.8167	0.91
2011	700.8	836.2	26	0.8500	1.04
2012	664.7	886.7	27	0.8833	1.19
2013	710.1	978.1	28	0.9167	1.38
2014	713	1150.2	29	0.9500	1.645
2015	978.1	1200.6	30	0.9833	2.13
Moyenne		760.96			
Ecart type		146.46			
N		30			

Qualité de l'ajustement et bande de confiance

La bande de confiance est la partie située entre les courbes d'équation suivante :

$$B_{supérieur} = \mu + \Phi^{-1}(F_i) + \Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) * \beta_i * \frac{b}{\sqrt{n}}$$

$$B_{inférieur} = \mu + \Phi^{-1}(F_i) - \Phi^{-1}\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) * \beta_i * \frac{b}{\sqrt{n}}$$

L'ajustement est jugé bon si la bande de confiance contient au moins $n*(1-\alpha)$ point.

$Q = 30*(1-0.05) = 28,5 = 29$ points, l'ajustement est bon.

Tableau I.2.2: synthèse des études de l'analyse des pluies annuelles

Période	G(xi)	β_i	Ugauss	Borne inférieur	Borne supérieur	$X_i = \mu + \sigma * U_{gauss}$
P100 sèche	0.01	3.84	-2.33	218.48	620.9708	419.7
P50 sèche	0.02	2.92	-2.06	306.23	612.298	459.3
P10 sèche	0.1	1.76	-1.28	481.26	665.7394	573.5
P5 sèche	0.2	1.43	-0.84	563.00	712.8849	637.9
P2(h/s)	0.5	1.25	0	695.45	826.4737	761.0
P5 humide	0.8	1.43	0.84	809.04	958.9295	884.0
P10 humide	0.9	1.76	1.28	856.19	1040.664	948.4
P50 humide	0.98	2.92	2.06	909.63	1215.693	1062.7
P100humide	0.99	3.84	2.33	900.96	1303.452	1102.2

ANNEXE I. 3: CARACTERISATION DU BASSIN VERSANT

Indice de forme ou coefficient de Gravelus (Kg) : 1,63

Densité de drainage (Dd) : 3 Km/Km²

Longueur du rectangle équivalent (Lr) : 8,2 Km

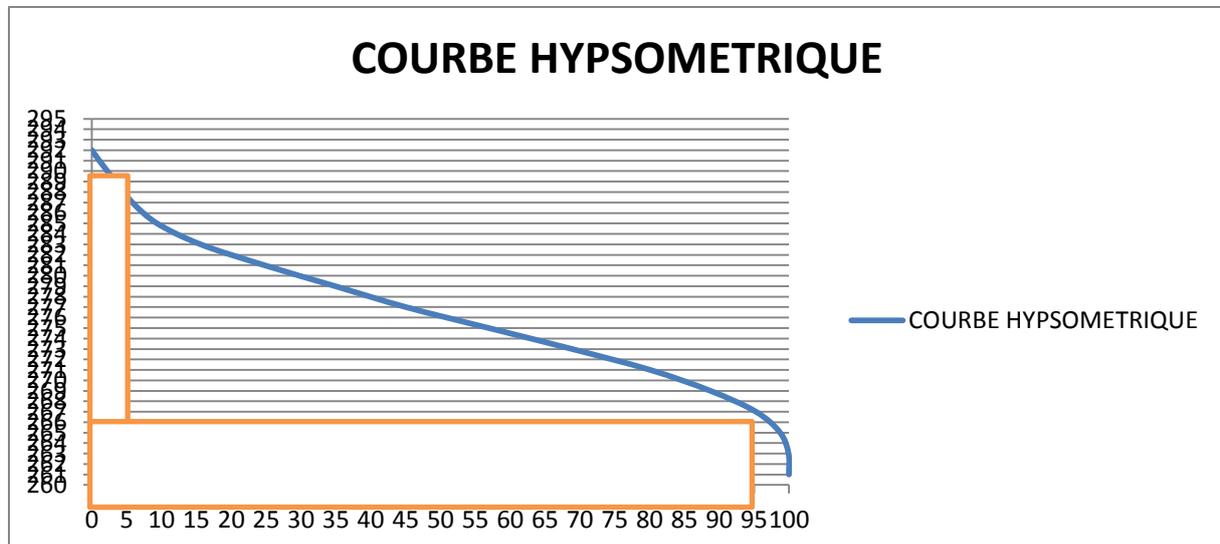
Dénivelée spécifique (Ds) : 8,05 m (relief faible)

$\Delta H = 20$ m

Indice global de pente : $I_g = \frac{\Delta H}{L} = 2,44$ m/Km

Indice global de pente corrigé : $I_{gcor} = \frac{(n-1)I_g + I_t}{n} = 4,63 \text{ m/Km}$

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



ANNEXE I. 4: CLASSIFICATION DU BASSIN VERSANT

1.2.1. Classe en fonction de la surface

La superficie du bassin versant est de 10,864 Km², c'est un petit bassin versant.

1.2.2. Classe en fonction de l'infiltrabilité

Le sol sur lequel repose le bassin versant de bomboré V3 est argileux et parfois graveleux dérivé de schistes. Selon la classification de Rodier, c'est un mélange de sol de type imperméable I(P2) et de type perméable P(P4).

On peut le classer parmi les sols relativement imperméable RI(P3).

Classe 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.

D'après cette classification, notre bassin versant est de la classe R2 (pentes faibles, pentes longitudinales inférieures à 5%)

Classe en fonction de la dénivelée spécifique (Ds)

Le bulletin FAO (Page 5) a défini trois classes de relief en fonction de la dénivelée spécifique (Ds). La dénivelée spécifique de notre bassin versant est de 8,5m.

Lorsque la dénivelée spécifique est inférieure à 50m, le relief est faible.

ANNEXE1. 5: CALCUL DES CRUES

MÉTHODE ORSTOM

Débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale

Le débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale est calculé avec la formule suivante :

$$Q_{r10} = 0.167 * A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * \frac{S}{Tb_{10}}$$

Avec :

Q_{r10} : débit de pointe décennal en m³/s

α_{10} : coefficient de pointe décennal

P_{10} : précipitation décennale ponctuelle journalière, en mm

S : superficie du bassin versant en km²

Tb_{10} : temps de base en min

K_{r10} : coefficient de ruissellement pour une précipitation décennale

A : coefficient d'abattement

Détermination des différents paramètres entrant dans le calcul de Q_{r10}

Calcul du coefficient d'abattement(A)

C'est un coefficient qui permet de calculer la pluie moyenne décennale sur le bassin versant.

$$A = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 \overline{Pan})}{1000} \log S \right] = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 * 760,96)}{1000} \log 10,862 \right] = 0,87$$

\overline{Pan} = pluie moyenne annuelle.

S = Surface du bassin versant

Précipitation décennale ponctuelle journalière P_{10}

P_{10} = 90,2mm (cf : résultat de l'analyse fréquentiel des précipitations journalière décennale ponctuelle).

Estimation de la précipitation décennale moyenne sur le bassin

$$P_{m10} = A \times P_{10} = 0.87 * 90,2 = 78,47 \text{ mm}$$

P_{m10} = Précipitation décennale moyenne

A = coefficient d'abattement

Estimation du coefficient de pointe α_{10}

$$\alpha_{10} = 2,5 \text{ SOURCE: petits et micro barrages page 358}$$

Estimation de K_{r10}

Notre bassin versant est situé en zone tropical sèche, avec une superficie de 10,864 Km². Ainsi, le choix de la formule permettant de calculer $K_{r10} = \frac{a'}{(s+b')} + c'$ est fonction de la zone climatique.

Les coefficients sont fonction de l'infiltrabilité du bassin versant, de la surface du bassin versant et de l'indice globale de pente corrigé (Igc_{cor}). L'estimation de K_{r10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de K_{r70} et K_{r100} .

P10=70mm					
infiltration	Pente	a'	b'	c'	KR70'
RI	7	200	20	18.5	24.98
	3	150	20	15	19.86
	4.63				21.95

P10=100mm					
infiltration	Pente	a'	b'	c'	KR70'
RI	7	240	30	22	27.87
	3	200	30	17	21.89
	4.63				24.33

P10=88.01 mm		
P10 (mm)	KR10'	KR10
70	21.95	23.4
88	X	
100	24.33	

Calcul du temps de base

$$T_{b10} = a \cdot S^{0,36} + b$$

La valeur de $I_{gcor} = 4,63$, nous obtenons la valeur du temps de base par interpolation entre $I_{gcor} = 3$ et $I_{gcor} = 7$.

$$T_b = 856 \text{ mn}$$

Igcor	Temps de base	Résultat (mn)	Résultats(S)
3	$325 \cdot S^{0.36} + 315$	1082.03	64921.6
7	$163 \cdot S^{0.36} + 142$	526.69	31601.6
4.63		856	51360

La lame d'eau ruisselée décennale (Lr10)

Exprimée en mm, correspondant à la hauteur d'eau fictive qu'atteindrait le volume écoulé (V) d'une pluie décennale s'il était uniformément réparti sur une surface horizontale de superficie (S) égale à celle du bassin versant.

$$L_{r10} = (P_{m10} \cdot K_{r10}(\%)) / 100 = 18,5 \text{ mm}$$

Volume de ruissellement Vr10

$$V_{r10} = 1000 \cdot S(\text{Km}^2) \cdot L_{r10} = 200736,6 \text{ m}^3$$

Débit moyen de ruissellement (Qmr10) durant le temps de base (Tb10)

$$Q_{mr10} (\text{m}^3/\text{s}) = \frac{V_{r10}}{T_{b10}} = 3,91 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit maximum de ruissellement Qr10

$$Q_{r10} = \alpha_{10} \cdot Q_{mr10} = 9,77 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit de pointe décennal

En zone tropical sèche, le débit de pointe décennal pour les petits bassins imperméables est :

$$Q_{10} = 1,03 Q_{r10} = 10,064 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Source: Bulletin FAO, P50)}$$

Débit retardé décennal

$$Q_{ret10} = 0,03 Q_{r10} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

Volume d'écoulement retardé Vret10

$$V_{ret10} = (Q_{r10} \cdot 0,03) \cdot T_{b10} = 15055,24 \text{ m}^3$$

Volume total de crue

$$V_{c10} = V_{r10} + V_{ret10} = 215791,81 \text{ m}^3$$

Temps de montée (Tm10)

En zone tropical 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 (Source : Bulletin FAO, Page52).

$$T_{m10} = 0,33 * T_{b10} = 282,5 \text{ mn}$$

MÉTHODE CIEH

La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de pointe Q10 est basée sur

Un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a.S.S.PanP.Igi.Kr10k.Ddd \quad \text{où,}$$

Q10 : débit de crue décennal en m³/s

S : superficie du bassin versant en km²

Ig : Indice globale de pente en m/km

Pan : Pluie annuelle moyenne en mm

Dd : densité de drainage en km⁻¹

A : coefficient d'abattement

a, s, p, i, k, d,... sont des coefficients à déterminer en fonction de la pluviométrie, des coordonnées géographiques (longitude et latitude) et du découpage par pays ou groupes de pays.

Pour choisir les équations, on sélectionne en priorité celles qui montrent des valeurs élevées de (r²) en favorisant les échantillons pour lesquels (n) est élevé.

NB : on retiendra Kr10= 23, 4, obtenu par la méthode ORSTOM

$$\text{Equation N0 39 : } Q_{10} = 0,41 \times 10,862 (0,425) \times 23,4(0,923) = 20,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{N0 40 : } Q_{10} = 0,254 \times 10,862 (0,462) \times 23,4 (0,976) \times 4,63(0,101) = 19,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{N0 42 : } Q_{10} = 0,0912 \times 10,862 (0,643) \times 23,4 (0,019) = 19,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

ORSTOM(Q10)	CIEH(Q10)	Conclusion
10.064	19.5	19.5

NB : On retiendra un débit de pointe, Q10 = 19,5 m³/s

* CALCUL DE LA CRUE PROJET Q100

<p>Posons : $Q_{100} = C * Q_{10}$</p> <p>$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{(Tb_{10}/24)^{0,12}}{K_{r10}} = 2,52$</p> <p>Tb10 (heure)=14,27</p> <p>Kr10=0.23</p> <p>$Q_{100} = 2,52 * 19,5 = 49 \text{ m}^3/\text{s}$</p>	<p>En zone tropical : $\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} = 0,38$</p> <p>En zone sahélienne : $\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} = 0,45$</p> <p>Source : bulletin FAO54</p> <p>Les résultats de l'analyse fréquentielle donne :</p> <p>P100=124,70</p> <p>P10=88,01</p> <p>$\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} = 0,42$</p>
---	---

*** CALCUL DE LA CRUE DE SECURITE**

$$Q_s = [P_{j\max}(m) * S(m^2) * A * \alpha] / Tb_{10}(s)$$

P_jmax: Pluie journalière max= 0,2023m

A : abattement spécial = 0,87

Tb10 : temps de base = 51360s

S:Superficie du bassin versant = 10,864*106 m²

α: Coefficient de pointe = 2,5

$$Q_s = (0,2023 \text{ m} * 10,864 * 106 \text{ m}^2 * 0,87 * 2,5) / (51360 \text{ s}) = 93 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conclusions: le débit que peut évacuer le déversoir avec des dommages mineur sur la digue est de 93m³/s.

*** 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 :

$$Q_{rupture} = 2 * L_{déversoir} * (R_t + 0.2)^{1,5} + 0,15 * L_{digue} = 327 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

L_{digue} : Longueur de la digue sans déversoir ;

$L_{déversoir}$: Longueur du déversoir

R_t : Revanche totale

ANNEXE II : ETUDE DE LA RETENUE

ANNEXEII. 1:CALCUL DES APPORTS LIQUIDES

Estimation du déficit d'écoulement annuel

Formule de Turc

$D = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{300 + 25 \cdot \bar{T} + 0,05 \cdot \bar{T}^3}}}$	<p>D=Déficit hydrique (mm)</p> <p>P=Pluie moyenne annuelle (mm)</p> <p>\bar{T} =Température moyenne annuelle(C°)</p> <p>Q=Ecoulement annuel</p>
--	--

$$D = \frac{760,96}{\sqrt{0,9 + \frac{760,96^2}{300 + 25 \cdot 28,1 + 0,05 \cdot 28,1^3}}} = 45,88 \text{ mm}$$

$$Q = P - D = 760,96 - 45,88 = 715,08 \text{ mm}$$

Formule Coûtagne

$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 \cdot \bar{T}} = 0,21$ avec $p = 0,761 \text{ m}$	<p>D=Déficit hydrique (m)</p> <p>P=Pluie moyenne annuelle (m)</p> <p>\bar{T} =Température moyenne annuelle(C°)</p> <p>Q=Ecoulement annuel</p> <p>λ =coefficient de Coûtagne</p>
$P \in \left[\frac{1}{8\lambda}; \frac{1}{2\lambda} \right] \Rightarrow P \in [0,6; 2,4] \Rightarrow$	
$D = P - \lambda \cdot P^2 = 0,761 - 0,21 \cdot 0,761^2$	
<p>D= 0,639 m</p> <p>Q=P -D =0,122m</p>	

Calcul des coefficients d'écoulement

Le coefficient d'écoulement annuel(Ke) est le rapport entre la lame d'eau écoulee et la pluie moyenne.

$$K_e = \frac{P - D}{P} = \frac{0,761 - 0,639}{0,761} = 0,16 = 16 (\%)$$

Pour s'assurer du remplissage du barrage, il est important de connaître les coefficients en année sèche. Quelques corrélations permettent d'établir les relations suivantes (utilisées par l'ONBAH à partir des apports annuels de Coûtagne)

Calcul du coefficient d'écoulement en année quinquennale sèche (Ke5)

$$Ke5 = 0,7 * Ke = 0,7 * 0,16 = 0,11 = 11(\%)$$

Calcul du coefficient d'écoulement en année décennale sèche (Ke10)

$$Ke10 = 0,5 * Ke = 0,5 * 0,16 = 0,08 = 8(\%)$$

Calcul des apports liquide

$$V = 103 * S \text{ (Km}^2\text{)} * Ke_i * P_i \text{ (mm)}$$

Apports en année moyenne

$$V = 103 * 10,862 * 0,16 * 760,96 = 1.328.633,5 \text{ m}^3$$

Apports en année quinquennale sèche

$$V = 103 * S \text{ (Km}^2\text{)} * Ke_5 * P_{5\text{sèche}} = 777.195,4 \text{ m}^3$$

Apports en année décennale sèche

$$V = 103 * S \text{ (Km}^2\text{)} * Ke_{10} * P_{10\text{sèche}} = 500664,5 \text{ m}^3$$

NB: Nous retiendrons 546757.5 comme volume d'eau dans la cuvette, pour maximiser les chances de remplissage.

ANNEXEII. 2: CALCUL DES PERTES

* L'EVAPORATION

La lame d'eau évaporée sur le plan d'eau a été estimée par la formule de POUYAUD, correspondant sensiblement à des conditions climatiques sahéliennes et tropicales sèches :

$$E_{ret}(\text{mm/j}) = 1,664 * E_{Bac} A 0,602(\text{mm/j})$$

(Source : Petit barrages pour l'équipement rural en Afrique, DURAND, P48)

$E_{ret}(\text{mm/j})$: Evaporation retenue

$E_{Bac} A$ (mm/j): Evaporation bac

TableauII.2.1. : Calcul des pertes par évaporation

mois	Evaporation bac A, station de Ouagadougou (mm/mois)	nombre de jour	EBacA (mm/jour)	Eret (mm/j)	Eret (mm/mois)
Octobre	216.3	31	7	5	166
Novembre	234.5	30	8	6	172
Décembre	245.5	31	8	6	179
janvier	259.3	31	8	6	185
Février	279.2	28	10	7	186
Mars	341.8	31	11	7	219
Avril	326.6	30	11	7	210
Mai	310.8	31	10	7	207
Juin	251.3	30	8	6	179
Juillet	203.3	31	7	5	160
Aout	165.4	31	5	5	141
Septembre	171.1	30	6	5	142
TOTAL					2148

2.3. INFILTRATION

Les pertes par infiltration au Burkina Faso varie entre 1 à 3 mm/j en moyenne (Source : cours de barrage, Moussa LO). Dans notre zone, elles sont de l'ordre de 2 mm/jour durant la vie de l'ouvrage pour les besoins de calcul tout en sachant qu'elles vont diminuer avec le temps à cause des dépôts fins qui auront tendance à imperméabiliser la cuvette.

TableauII.2.2.: Calcul des pertes par infiltration

Infiltration journalière=2mm/jour			
mois	nombre de jour	infiltration mensuelle (mm/mois)	m ³ /ha
Octobre	31	62	620
Novembre	30	60	600
Décembre	31	62	620
janvier	31	62	620
Février	28	56	560
Mars	31	62	620
Avril	30	60	600
Mai	31	62	620
Juin	30	60	600

Infiltration journalière=2mm/jour			
Juillet	31	62	620
Aout	31	62	620
Septembre	30	60	600
TOTAL		730	7300

☞ CALCUL DES APPORTS SOLIDES

* Méthode de F. Gresillon

$$D=700*\left(\frac{P_{moy/an}}{500}\right)^{(-2,2)} *S^{(-0,1)} =700*(760,96/500)^{(-2,2)} *10,862^{(-0,1)} =218,90$$

(m³/Km²/an)

$$V=D*S=218,9*10,862=2377,7 \text{ (m}^3\text{/an)}$$

D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)

S : superficie du bassin versant (km²)

V : volume annuel de dépôts solides (m³/an)

P_{moy/an} =pluie moyenne annuelle

* Méthode de Gottschalk

$$D=260*S^{(-0,1)} =260*(10,862)^{(-0,1)} =204,82\text{(m}^3\text{/Km}^2\text{/an)}$$

$$V=D*S=204,82*10,862=2224,48 \text{ (m}^3\text{/an)}$$

D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)

S : superficie du bassin versant (km²)

V : volume annuel de dépôts solides (m³/an)

NB: on retiendra comme apport solide V=2377,7 (m³/an)

Le volume des terres dans la cuvette à l'horizon 2037 (20ans) est estimé à 47 554m³ et la lecture de la hauteur des terres au pied de l'ouvrage sur la courbe (hauteur/volume) est :

ht= 2,25m au pied du déversoir.

ANNEXEII. 3:EVALUATION DES BESOINS

TableauII.3.1 : calcul des besoins des cultures

mois	unité	Novem bre	Décembre	janvier	Février	Mars	Avril
ET0/jour	mm/jour	7.74	5.8	5.5	6.46	7.51	7.41
ET0/mois	m3/ha	2322	1798	1705	1808.8	2328.1	2223
Efficienc : Ea		0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
pluie mensuelle (m3/ha)	1	0	0	2	4	21
pluie efficace		1	0	0	2	4	20.3
KC (CROPWAT,8)		0.6	0.83	1.16	1.17	0.94	0.92
Nombre de jours de la période : nb		30	31	31	28	31	30
Nombre de jours d'irrigation : nj = 24		24	24	24	24	24	24
Nombre d'heures d'irrigation : nh = 8		8	8	8	8	8	8
Besoin net $B_n = K_c \cdot ET_0 - P_e$		1392.2	1492.3	1977.8	2114.3	2184.4	2024.9
Besoin Brute $B_b = B_n / E_a$		1465	1571	2082	2226	2299	2131
Débit fictif continu : $DFC = B_b \cdot 1000 / (n_j \cdot 24 \cdot 3600)$		0.57	0.59	0.78	0.92	0.86	0.82
Débit maximum de pointe: $DMP = B_b \cdot 1000 / (n_j \cdot n_h \cdot 3600)$		2.1	2.3	3.0	3.2	3.3	3.1

TableauII.3.2. : Taux de croit appliqués aux différentes espèces

Bovins	Ovins	Caprins	Asins	Equins	Camelins	Porcins	Volailles
2%	3%	3%	2%	1%	2%	2%	3%

Source : MAE/DEP/SSA janvier1990

TableauII.3.3. : Besoin en eau calcul (l/jour)

Type d'animaux	Nombre(2016) Source : Enquête de terrain, Emergence Ingénierie, Aout 2016	Nombre(2036), actualisé	Besoin en eau (l/jour/Bête) Source : Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale	Besoin en eau calculé (l/jour)
Bovins	6000	8916	40	356627
Ovins	10000	18061	5	90306
Caprins	7000	12643	5	63214
Porcins	100	149	18	2675
Asins	500	743	13	9659
Total				522.480
				523m ³ /jour

TableauII.3.4. : Besoin en eau calcul (m³/mois)

mois	nombre de jour	Besoin/(m ³ /jour)	Besoin/ (m ³ /mois)
Novembre	30	523	15690
Décembre	31	523	16213
janvier	31	523	16213
Février	28	523	14644
Mars	31	523	16213
Avril	30	523	15690
TOTAL			94 663

ANNEXEII. 4:Evaluation du volume de la retenue

TableauII.4.1 : variation du volume et de la surface de la cuvette en fonction de la côte

côte(m)	Surface (m2)	Volume (m3)	V. Cumulé	Surface (ha)
293.5	270	33.75	33.75	0.0
293.75	540	101.25	135	0.1
294	1030	196.25	331.25	0.1
294.25	1500	316.25	647.5	0.2
294.5	1910	426.25	1073.75	0.2

côte(m)	Surface (m2)	Volume (m3)	V. Cumulé	Surface (ha)
294.75	2380	536.25	1610	0.2
295	3170	693.75	2303.75	0.3
295.25	5850	1127.5	3431.25	0.6
295.5	8790	1830	5261.25	0.9
295.75	12810	2700	7961.25	1.3
296	18640	3931.25	11892.5	1.9
296.25	24240	5360	17252.5	2.4
296.5	29060	6662.5	23915	2.9
296.75	33950	7876.25	31791.25	3.4
297	33640	9198.75	40990	3.4
297.25	45940	10697.5	51687.5	4.6
297.5	52780	12340	64027.5	5.3
297.75	62150	14366.25	78393.75	6.2
298	71850	16750	95143.75	7.2
298.25	81700	19193.75	114337.5	8.2
298.5	91460	21645	135982.5	9.1
298.75	103020	24310	160292.5	10.3
299	117420	27555	187847.5	11.7
299.25	133240	31332.5	219180	13.3
299.5	158490	36466.25	255646.25	15.8
299.75	183920	42801.25	298447.5	18.4
300	218890	50351.25	348798.75	21.9
300.25	246870	58220	407018.75	24.7
300.5	277890	65595	472613.75	27.8
300.75	315260	74143.75	546757.5	31.5
301	365820	85135	631892.5	36.6
301.25	415080	97612.5	729505	41.5
301.5	464690	109971.25	839476.25	46.5
301.75	518730	122927.5	962403.75	51.9

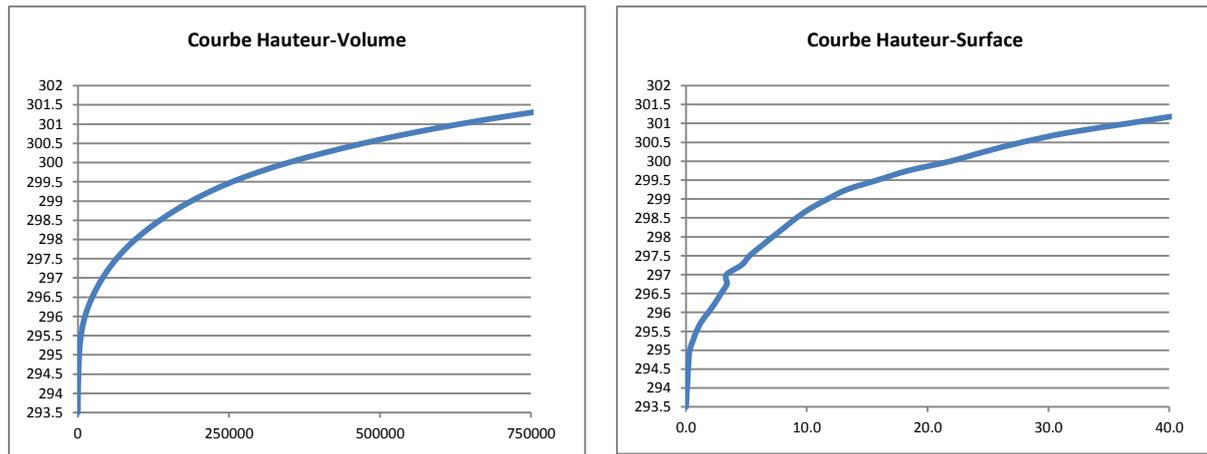


Figure : courbe (hauteur/volume et hauteur/surface)

ANNEXEII. 5:Simulation de l'utilisation de la retenue

La simulation de la retenue été réalisée à partir de la courbe hauteur-volume.

Les paramètres du calcul sont : les pertes d'eau par évaporation et par infiltration, les besoins en eau (agricoles et pastoraux) et la superficie totale à irriguer.

TableauII.5.1 : Bilan des besoins et des pertes

	mois						cumul
	Novembre	Décembre	janvier	Février	Mars	Avril	
Agricole (m3/ha)	1465	1571	2082	2226	2299	2131	11774
Cheptel (m3)	15690	16213	16213	14644	16213	15690	94663
BESOINS TOTAL	17155	17784	18295	16870	18512	17821	106437
INFILTRATION	60	62	62	56	62	60	362
EVAPORATION	172	179	185	186	219	210	1152
PERTES TOTAL (mm)	232	241	247	242	281	270	1514
PERTES TOTAL (m)	0.23	0.24	0.25	0.24	0.28	0.27	1.51
DEPOT SOLIDES (m3)	47 554						97 621
TRANCHE ECOLOGIQUE	50 067						

TableauII.5.2 : Simulation de la retenue sans les besoins du cheptel

Périodes	Début période		Volume Infiltré et évaporé			Irrigation	Fin de période		
	Niveau du plan d'eau	Volume correspond	Hauteur d'eau perdue (m)	Nouveau niveau	Volume restant	Volume consommé en m3	Volume restant	Niveau	
Novembre	300.75	546 757.50	0.23	300.52	477 911.55	14 650	463 261.55	300.21	
Décembre	300.21	463 261.55	0.24	299.97	343 633.97	15 710	327 923.97	299.90	
Janvier	299.90	327 923.97	0.25	299.65	280 702.83	20 820	259 882.83	299.52	
Février	299.52	259 882.83	0.24	299.28	224 248.17	22 260	201 988.17	299.13	
Mars	299.13	201 988.17	0.28	298.85	171 550.23	22 990	148 560.23	298.64	
Surface exploitable (ha)					10				

TableauII.5.3 : Simulation de la retenue avec les besoins du cheptel

Périodes	Début période		Volume Infiltré et évaporé			Humains	Irrigation	Pastoral	Fin de période	
	Niveau du plan d'eau	Volume correspond	Hauteur d'eau perdue (m)	Nouveau niveau	Volume restant	Volume prélevé	Volume consommé en m3	Volume consommé en m3	Volume restant	Niveau
Novembre	300.75	546 757.50	0.23	300.52	477 911.55	0.00	6 592.5000	15 690.00	455 629.05	300.44
Décembre	300.44	455 629.05	0.24	300.19	357 413.54	0.00	7 069.5000	16 213.00	334 131.04	299.93
Janvier	299.93	334 131.04	0.25	299.68	286 445.14	0.00	9 369.0000	16 213.00	260 863.14	299.53
Février	299.53	260 863.14	0.24	299.29	224 788.52	0.00	10 017.0000	14 644.00	200 127.52	299.10
Mars	299.10	200 127.52	0.28	298.82	167 697.31	0.00	10 345.5000	16 213.00	141 138.81	298.55
Surface exploitable (ha)					4,5					

ANNEXEIII: DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE ET DES OUVRAGE ANNEXES

ANNEXEIII. 1: DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

2.1. Calcul de la hauteur des vagues

Elle peut être calculée par la formule de Mallet et Pacquant :

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{f}$$
 ou $f = 0,5$ Km (plus longue distance entre les limites de la cuvette et l'axe de la digue).

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{0,5} = 0,74\text{m}$$

2.2. Calcul de la vitesse de propagation des vagues

Elle peut être calculée par la formule de GAILLARD :

$$V = 1,5 + 2 * h_v = 2,98 \text{ m/s}$$

2.3. Calcul de la revanche

$$R=0,75 \cdot h_v + \frac{v^2}{2g} = 0,71\text{m}$$

NB : En pratique en appliquant ce principe de dimensionnement, la revanche des petits barrages courant devrait se situer entre 0,5m et 1m (**Source** : Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale, Page 200).

2.4. Calcul de la hauteur de la retenue (PEN)

Le plan d'eau normal correspond à la côte de calage du déversoir (300.75m) et permet de stocker 546757.5 m³ d'eau dans la cuvette.

La hauteur de la retenue est estimée à :

$$h_r = Z_{\text{déversoir}} - Z_{TN}$$

$$h_r = 300.75 - 293,5 = 7,25\text{m}$$

NB : Nous retiendrons 7.25 m pour la hauteur du déversoir.

2.5. Calcul du plan des hautes eaux (PHE)

Le plan des hautes eaux (PHE) est égal à la hauteur de la retenue augmenté de la lame d'eau au déversoir compte tenu de l'effet de laminage.

PHE = h_r + H avec H=charge sur le déversoir

$$\text{PHE} = 7,25 \text{ m} + 0,55\text{m} = 7,80\text{m} \text{ à la côte } 301,30\text{m}.$$

Calcul de la hauteur de la digue

$$H_{\text{digue}} = \text{PHE} + R = 7,80\text{m} + 0,71\text{m} = 8,50\text{m} \text{ à la côte } 302\text{m}.$$

NB : Nous retiendrons 8,50m pour la hauteur de la digue.

2.6. Calcul de la largeur en crête de la digue (Lc)

Trois formules du cours permettent d'effectuer ce calcul :

Formule de Knappen

$$L_c = 1,65 \cdot \sqrt{H_{\text{digue}}} = 4,4\text{m}$$

Formule de Preece

$$L_c = 1,1 \cdot \sqrt{H_{\text{digue}}} + 1 = 3,9\text{m}$$

NB : Pour la suite des calculs nous adoptons ($L_c = 4\text{m}$) qui est suffisant pour la circulation des engins.

Tableau III.1. : valeurs forfaitaires de dimensionnement des pentes de talus de digues de barrage

AUTEUR DU	TYPE DE BARRAGE	PENTES DES TALUS
-----------	-----------------	------------------

BARRAGE		AMONT	AVAL
Inférieure à 5m	Homogènes	1/ 2,5	1/2
	A zones	1 /2	1 /2
Entre 5 et 10 m	Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort % d'argile	1 /2,5	1 / 2,5
	A zones	1 /2	1 /2,5
Entre 10 et 20m	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

Source : (LO, 2016/2017)

ANNEXEIII. 2: DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE DISSIPATION

Le bassin de dissipation permet de dissiper l'énergie de l'eau de déversement et d'éviter les affouillements dangereux à l'aval du barrage.

II.1. Caractéristique du coursier

Le bassin de dissipation est caractérisé par :

La longueur (L)

La longueur du bassin de dissipation doit être au minimum égale à la longueur du déversoir et les extrémités protégées par les murs bajoyers.

Nous retiendrons, $L = 58\text{m}$ qui est la longueur du déversoir.

La profondeur (D)

Le calcul de la profondeur de la fosse de dissipation doit prendre en compte certaines dispositions constructives :

La cote de la surface de l'eau dans le bassin doit être inférieure ou égale à celle à l'aval de l'évacuateur ;

Le matelas d'eau dans la fosse doit être suffisant pour dissiper l'énergie de l'eau qui chute ;

Le niveau du seuil de sortie du bassin doit être calé au même niveau que le perré par fouille à l'aval, perré réalisé à contre pente du terrain naturel sur ses premier mètre (environ 6%).

L'estimation de la profondeur est facilitée par l'utilisation d'un abaque si les conditions suivantes sont vérifiées : $(0,05 < h_0/H_0 < 0,7)$ et $(0,1 < Y_n/H_0 < 0,8)$

Les paramètres utilisés sont :

$m(0,49)$: coefficient de débit, car le rapport $(P/h) \geq 3$

$I(0,6\%)$: pente du canal

$K_s(25)$: coefficient de Manning

$L(58m)$: longueur du déversoir

$Q_p(49,06m^3)$: débit projet

$h_0 (0,73m)$: Hauteur de la lame déversant

$H_0 (5,6m)$: Hauteur du déversoir par rapport au terrain naturel.

D : Profondeur de la fosse.

$Y_n (m)$: Niveau d'eau dans le marigot pour la crue projet (obtenu après une observation topographique et enquête auprès des populations ou par calcul)

(Source : Quelques aspects de l'hydraulique des barrages –EIER/CIEH)

Détermination de la profondeur de la fosse de dissipation.

Nous utiliserons la formule de Manning Strickler : $Q = K_s * S * R_H^{2/3} * \sqrt{I}$

Si l'on assimile notre canal situé à l'aval du bassin de dissipation à celui de Bresse, c'est-à-dire un canal à largeur infini, alors le rayon hydraulique peut être considéré égal à la profondeur normale du canal ($R_H = Y_n$).

Calcul du débit spécifique (débit par mètre linéaire) :

$$q_s = q_0 = \frac{Q_p}{L} = \frac{49,06}{58} = 0,85 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

calcul de la profondeur normal du canal (Y_n)

$$Y_n = \left[\frac{q_s}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/5} \text{ avec } S = Y_n, \text{ si } b=1\text{m et } R_H = Y_n .$$

$$Y_n = 0,588 \approx \mathbf{0,6m}$$

Calcul des paramètres pour l'utilisation de l'abaque de GRESSILLON et LAHAYE.

$$\text{Calculer : } \frac{h_0}{H_0} = \frac{0,73}{5,6} = 0,13$$

$$\text{Calculer : } \frac{Y_n}{H_0} = \frac{0,6}{5,6} = 0,11$$

Lire sur l'abaque la valeur correspondante de $\frac{D}{H_0} = x = 0,18$

$$\text{En déduire : } D = x * H_0 = 5,6 * 0,18 = 1,008\text{m}$$

NB : Nous retiendrons $D=1 \text{ m}$

II.2. CHOIX DU TYPE DE BASSIN DE DISSIPATION ET SES CARACTERISTIQUES.

Caractéristique d'entrée du ressaut

Soit q_0 , le débit par mètre linéaire au-dessus du seuil

$$q_0 = 0,85 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Soit h_0 , la charge au-dessus du seuil

$$h_0 = 0,73\text{m}$$

Soit H_0 , la hauteur du déversoir

$$H_0 = 5,6\text{m}$$

Soit D, la profondeur de la fosse de dissipation

$$D = 1\text{ m}$$

Soit V_0 , la vitesse au-dessus du seuil

$$V_0 = \frac{q_0}{h_0} = \frac{0,85}{0,73} = 1,2\text{m/s}$$

Soit H_e , la hauteur de la ligne piézométrique par rapport à la crête du déversoir

$$H_e = h_0 + \frac{V_0^2}{2 \cdot g} = 0,73 + \frac{1,2^2}{2 \cdot 9,81} = 0,803\text{m}$$

Soit (Z), la hauteur de chute :

$$Z = H_e + H_0 + D$$

$$Z = 0,8 + 5,6 + 1 = 7,4\text{m}$$

Le système à résoudre pour obtenir (y_1 et v_1) sera :

$$V_1 = \sqrt{2g(0,9Z - Y_1)} \text{ avec une perte de charge valant 10\% de la hauteur de chute.}$$

$$Y_1 = \frac{q_0}{L \cdot V_1} \text{ avec } L = 1\text{m}; \text{ on obtient alors, } V_1 = \frac{q_0}{Y_1}$$

$$\text{On égalise (1) et (2) et on a : } Y_1 = \frac{q_0}{\sqrt{2g(0,9Z - Y_1)}}$$

$$Y_1 = \frac{0,85}{\sqrt{2 \cdot 9,81(0,9 \cdot 7,4 - Y_1)}} \text{ avec le solveur on obtient } Y_1 = 0,08 \approx 0,1\text{m}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot 9,81(0,9 \cdot 7,4 - 0,1)} = 11,35\text{m/s}$$

$$\text{Calcul du nombre de Froude : } Fr_1 = \frac{V_1}{g \cdot y_1} = \frac{11,35}{9,81 \cdot 0,1} = 11,57$$

$$V_1 = 11,35\text{m/s}$$

$$Fr_1 = 11,57$$

Caractéristique de sorti du ressaut

Calcul de la profondeur conjuguée à la sortie du bassin (Y_2).

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) = 1,587 \approx 1,58\text{m}$$

Calcul de la vitesse de sortie (V_2) :

$$V_2 = \frac{q_0}{Y_2} = \frac{0,85}{1,58} = 0,53\text{m/s}$$

Calcul de ($Y_n + D$)

$$Y_n + D = 0,6 + 1 = 1,6\text{m}$$

NB : la condition pour que le ressaut ne quitte pas le bassin est vérifié car

$$Y_2 \leq Y_n + D ; (1,58 \leq 1,6)$$

Choix du type de bassin et ses caractéristiques

Le choix du type de bassin se fait en fonction du nombre de Froude et de la vitesse d'entrée de l'eau dans le bassin.

Dans le cas présent, nous avons : $FR_1 > 4,5$ et $V_1 < 15\text{m/s}$, cela correspond au bassin de type II.

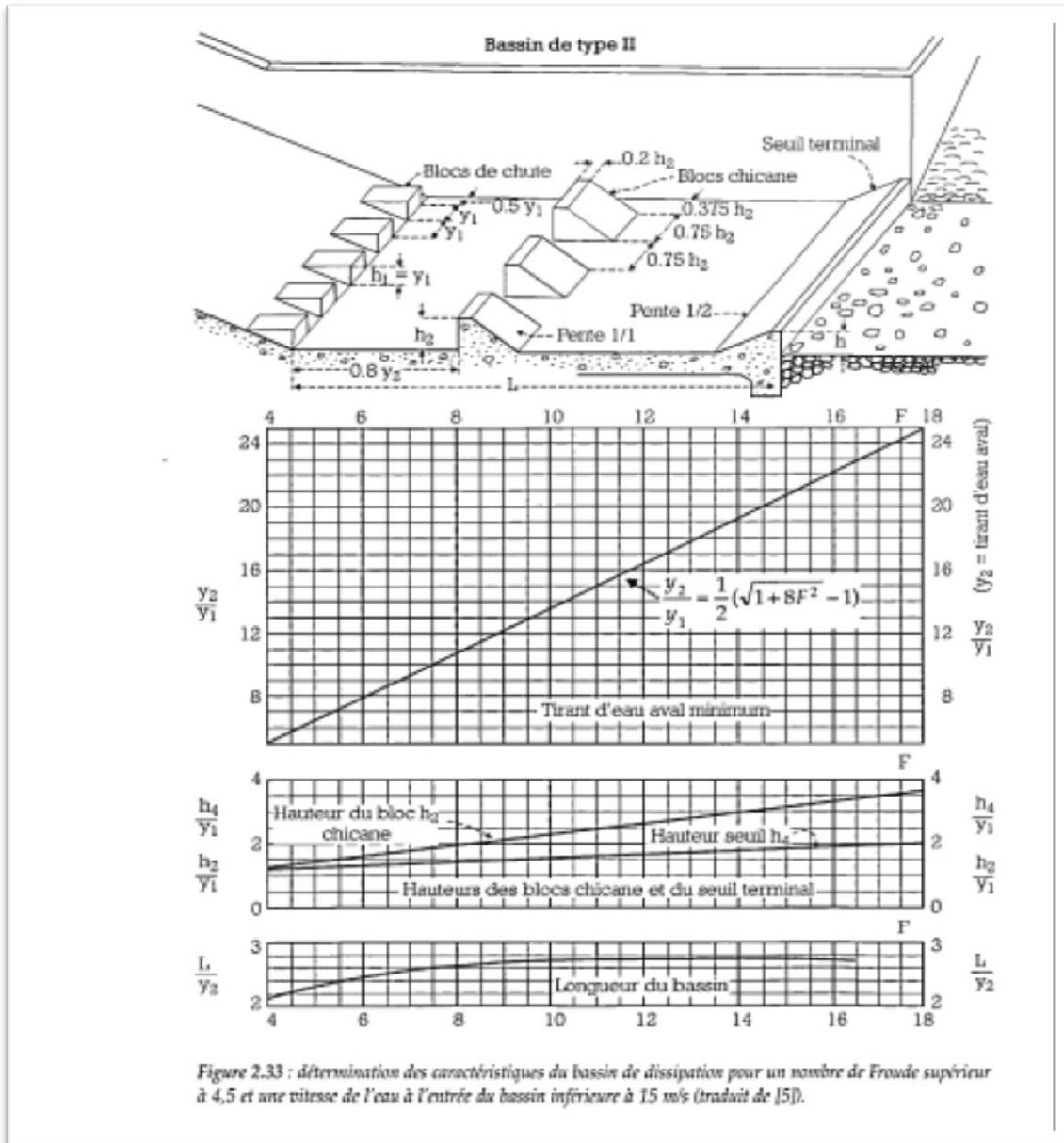


Figure III.2.1: Abaque du bassin de dissipation de type II

Tableau III.2.1. : Résultats du dimensionnement du bassin de dissipation

Libellé	Lecture sur l'abaque	Valeurs adoptées (m)
Coursier		
Longueur		58
Largeur	$\frac{L}{Y_2}=2,75=4.35$	5
Epaisseur		0,30
Blocs de chutes		
Hauteur	$y_1=0,1$	0,2
Largeur en base	$y_1=0,1$	0,2
Largeur en crête	$y_1=0,1$	0,2
Espacement entre les blocs	$y_1=0,1$	0,2
Espacement entre les blocs et extrémité du bassin	$0,5 * y_1=0,05$	0,1
Nombre	290	290
Blocs chicanes ($\frac{h_2}{y_1} = 2,5$)		
Hauteur	$h_2=0,1*2,5$	0,25
Largeur en base	$0,75 * h_2$	0,2
Largeur en crête	$0,2 * h_2$	0,05
Espacement	$0,75 * h_2$	0,2
Pente aval	1/1	1/1
Pente du seuil terminal	1/2	1/2
Seuil terminal	$h_4/y_1=1,7$	0,2
Espacement entre les blocs chicanes et extrémité du bassin	$0,375 * h_2$	0,1
Distance blocs de chute-blocs chicane	$0,2 * h_2$	0,05
Nombre	290	290

II.3. PROTECTION AVAL DU BASSIN

Le bassin ne dissipe que 75% de l'énergie de l'eau, il faut donc protéger l'aval avec du gabion sur une certaine distance.

Vitesse de début d'entraînement (V_e)

Pour les sols argileux, V_e varie de 0.8 à 1.2 m/s (Source : cours de barrage, Harouna KARAMBIRI et Ismaïla GUEYE, année scolaire 2006-2007)

Dans notre cas, nous choisirons : $V_e=1,2\text{m/s}$

Diamètre minimum des enrochements nécessaires ($D_{\text{enrochement}}$):

La lecture sur l'abaque nous donne : $D_{\text{enrochement}}=0,15\text{m}$

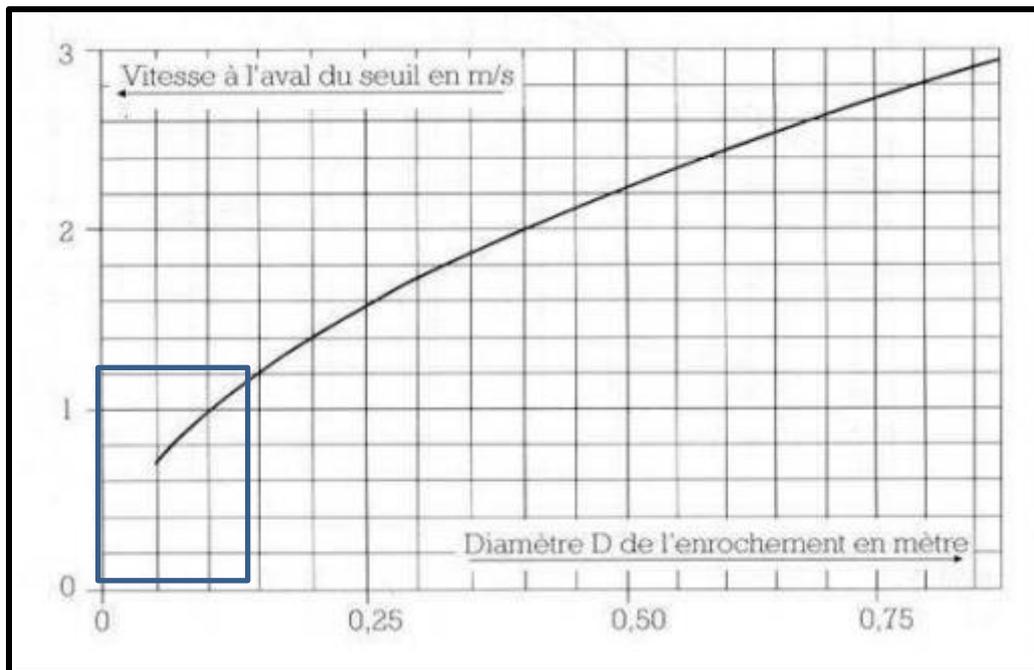


Figure III.2.2: Abaque de détermination du diamètre de l'enrochement.

Epaisseur de la couche d'enrochement ($E_{\text{enrochement}}$)

$$E_{\text{enrochement}} \geq 3 * D_{\text{enrochement}}$$

$$E_{\text{enrochement}} = 0,15 * 3 = 0,45\text{m}$$

Nous retiendrons : $E_{\text{enrochement}} = 0,50\text{ m}$

Longueur à protéger ($L_{\text{protection}}$)

$$L_{\text{protection}} \geq 2 * L$$

$$L_{\text{protection}} = 2 * 5 = 10\text{m}$$

Volume enrochements : $58 * 10 * 0,5 = 290\text{ m}^3$

ANNEXE III. 3: OUVRAGE DE PRISE

L'ouvrage de prise est calé à la côte 298 en prenant en compte la hauteur des sédiments et 10% de la réserve utile comme tranche écologique pour éviter de vider complètement le barrage.

Pour le dimensionnement de la conduite nous utiliserons la loi de Torricelli pour le vidage des réservoirs par orifice.

L'application du théorème de Bernoulli le long de la ligne de courant AB donne :

$$Z_A - \frac{P_A}{\rho g} + \frac{U_A^2}{2g} = Z_B - \frac{P_B}{\rho g} + \frac{U_B^2}{2g}$$

On a: $\frac{P_A}{\rho g} - \frac{P_B}{\rho g} = 0$ (P_A et P_B , sont égales à la pression atmosphérique)

$U_A = 0$ (pour un réservoir de grande dimension)

$$Z_A - Z_B = h \text{ et } U_B^2 = Z_A - Z_B = h$$

On a: $U_B = \sqrt{2gh}$ (U_B , est la loi de Torricelli)

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2 \text{ et } h = 2,75 \text{ m}$$

$$U_B = 7,35 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est indépendante du liquide et le débit de vidage du réservoir vaut :

$$Q = U_B * S = S * \sqrt{2gh} = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = U_B * \pi * \frac{D^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi * U_B}} = 0,16 \text{ m} \approx 0,2 \text{ m}$$

ANNEXE III. 4: OUVRAGE DE VIDANGE

D'après la loi de Torricelli, $v(t) = \sqrt{2gh}$

$H(m)$: hauteur entre la côte de la surface du plan d'eau et la côte du fond de l'ouvrage de vidange

$g(\text{m/s}^2)$: intensité de l'apesanteur

$$v(t) = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 * 9,81 * 7,25} = 11,93 \text{ m/s}$$

Le lien entre $\frac{dh}{dt}$ et $v(t)$ permet d'établir l'équation différentielle vérifiée par $h(t)$:

$$\frac{dh}{dt} = -\frac{s}{S} * v(t) = -\frac{s}{S} * \sqrt{2gh}$$

Séparons les variables h et t .

$$\frac{dh}{\sqrt{h}} = -\frac{s}{S} * \sqrt{2g} dt$$

Intégration de l'expression : $\frac{dh}{\sqrt{h}} = -\frac{s}{S} * \sqrt{2g} dt$

$$\int_{h_0}^h \frac{dh}{\sqrt{h}} = \int_0^t \left(-\frac{s}{S} * \sqrt{2g}\right) dt$$

Les bornes de l'intégration sont :

A l'instant étudié : temps (t) et hauteur (h)

A l'instant initial : temps (0) et hauteur (h0)

Le temps de vidange pour passer de la hauteur initiale (h0) à la hauteur (h) est :

$$t = \frac{s}{S} * \sqrt{\frac{2}{g}} * (\sqrt{h_0} - \sqrt{h})$$

Le temps pour la vidange total du barrage est, le temps pour lequel on passe de la hauteur initiale (h0), à la hauteur (h=0).

$$T = \frac{s}{S} * \sqrt{\frac{2}{g}} * (\sqrt{h_0})$$

Hypothèse : si on admet une section de sortie : $s=1m^2$;

(S) : est lue sur la courbe hauteur –surface à la côte du déversoir =31,5ha=315000m²

(h0) : côte crête du déversoir à la côte fond de l'ouvrage de vidange

$$T=381\ 643s=4,42jours \approx 5jour$$

ANNEXEIV : DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR

ANNEXEIV. 1:DEVERSOIR CREAGER

Dans le cadre de cette étude, nous utiliserons la méthode (EIER/CIEH).

Les caractéristiques d'un déversoir sont :

Le débit de la crue à évacuer (Qe)

La longueur (L)

La charge sur le seuil (H)

La revanche (R)

La procédure commence par le calcul de la longueur du déversoir sans tenir compte de l'effet de laminage.

	L1=longueur du déversoir
--	--------------------------

$L1 = \frac{Q_{100}}{m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}}$	<p>Q100=débit projet m=coefficient du profil Creager (0,49) h=charge sur le seuil g=intensité de l'apesanteur (9,81m/s²)</p>
---	--

$$L1 = \frac{49,06}{0,49 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,5}} = 64\text{m}$$

Deuxième étape

Calcul de x0 :

$x0 = \frac{Tm^3 \cdot L^2 \cdot m^2 \cdot g \cdot Q_{100}}{s^3}$	<p>S(m²)=superficie du plan d'eau L(m)=longueur du déversoir Q100 (m³/s)=débit projet m=coefficient du profil Creager (0,49) h(m)=charge sur le seuil g=intensité de l'apesanteur (9,81m/s²) Tm (heure)=temps de montée des eaux</p>
---	---

$$x0 = \frac{16948,8^3 \cdot 64^2 \cdot 0,49^2 \cdot 9,81 \cdot 49,06}{315000^3} = 74$$

Calcul de LOG (x0) =1,9

Lecture de β =0,90 sur l'abaque

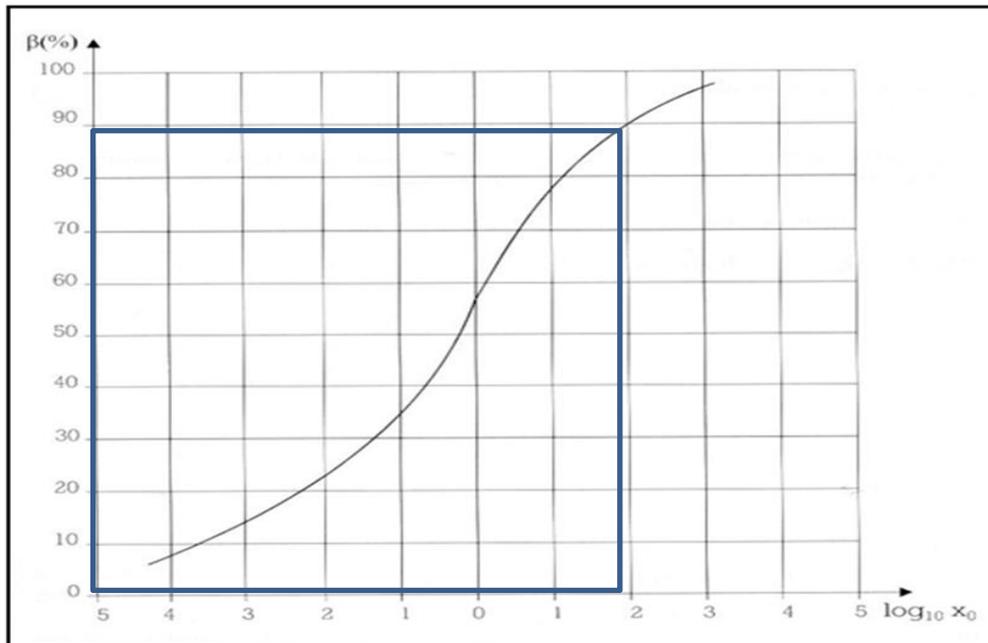


Figure IV.1.1.: Abaque du coefficient de laminage

La longueur du déversoir est : $L \text{ déversoir} = L1 * \beta = 57,6 \text{ m}$

Remarque : cette valeur de L n'est pas rigoureusement exacte et il est possible de l'approcher finement en répétant le calcul. Pour les petits barrages, la valeur trouvée ainsi suffit (Source : La maîtrise des crues dans les bas-fonds, petits et micro barrages en Afrique de l'ouest, p107).

NB : Nous retiendrons pour la suite des calculs : $L \text{ déversoir} = 58 \text{ m}$

Calcul de la charge sur le déversoir (h)

La nouvelle charge est calculée avec la longueur définitive du déversoir.

$$QeM = m * L * h * \sqrt{2 * g * h}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{QeM^2}{2 * m^2 * L^2 * g}} = \sqrt[3]{\frac{49,06^2}{2 * 0,49^2 * 58^2 * 9,81}} = 0,53 \approx 0,55 \text{ m}$$

$$h = 0,55 \text{ m}$$

Etude des débits à évacuer

Les critères de calcul des déversoirs sont basés sur deux crues:

– La traditionnelle « Crue de projet » qui correspond en général à une probabilité, pour laquelle le niveau de la retenue est maintenu sensiblement en dessous de la crête du barrage (revanche).

– La «Crue de sécurité», ayant une bien plus faible probabilité ou considérée comme la crue maximum probable (C.M.P.) pour laquelle le niveau de la retenue est proche de la crête du barrage et quelques dégâts sont acceptables, pour autant que la sécurité du barrage reste assurée (pas de rupture).

Calcul du débit maximum laminé (QeM)

Dans le cas de retenue d'eau de petite superficie, on néglige l'effet de laminage de la retenue et on considère que le débit sortant de la retenue par le déversoir (QeM) est égal au débit entrant dans la retenue(QcM).(Source :La maitrise des crues dans les bas-fonds,p105)

Alors $QeM=QcM= 49m^2/s$.

Simulation du débit spécifique

Le débit spécifique du déversoir Creager est : $q_s= 2,2*h^{1,5}$

h	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
q_s	0,07	0,197	0,361	0,557	0,778	1,022	1,288	1,574	1,878	2,2

Calcul et dessin de la forme du Creager

Le Creager est calculé pour une charge « h » sur la crête du déversoir.

La forme du profil suis l'allure de la courbe de fonction : $Y=0,5*\frac{x^{1,85}}{h^{0,85}}$ avec $h=0,55m$

Allure du profil Creager									Paramètres géométrique	
									Xg	1.4
X	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.25	yg	3.1
Y	0.0	0.2	0.8	1.8	3.0	4.5	6.3	7.25	BLx	1.9
									Bly	4.2
									surfac e	18.5

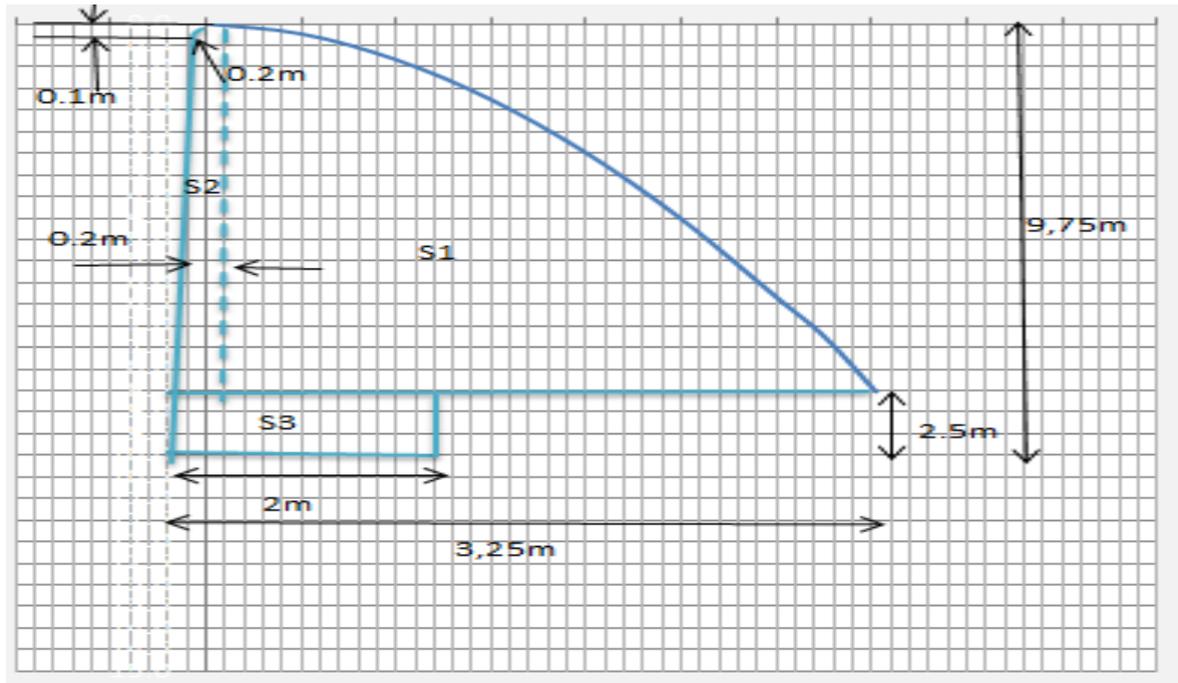


Figure IV.1.2 : Géométrie du Creager

ETUDE DE LA STABILITE DU DEVERSOIR CREAGER

Bilan des forces

NB : Géométrie d'un quart d'ellipsoïde est :

	Surface(S)	$\frac{\pi * a * b}{4}$
	Centre de gravité(Xg)	$\frac{4a}{3\pi}$
	Centre de gravité(Yg)	$\frac{4b}{3\pi}$
	Bras de levier(BLx)	$a - \frac{4a}{3\pi}$

Tableau IV1.1.: Paramètres de calcul de la stabilité du creager

	FORCES	BRAS DE LEVIERS	MOMENTS
Poids de l'ouvrage (W)	$W1 = \frac{1}{4} \gamma_b * H * b * \pi$	$X_{W1} = b - \frac{4 * b}{3 * \pi}$	$M_{W1} = \frac{1}{4} \gamma_b * H * b * \pi * (b - \frac{4 * b}{3 * \pi})$
	$W2 = \gamma_b * H * a$	$X_{W2} = (b + \frac{a}{2})$	$M_{W2} = \gamma_b * (H * a) * (b + \frac{a}{2})$
	$W3 = \gamma_b * (h_a * B_a)$	$X_{W3} = B - \frac{B_a}{2}$	$W3 = \gamma_b (h_a * B_a) * (B - \frac{B_a}{2})$
Poussée hydrostatique(P)	$P1 = \gamma_w * h * H$	$Y_{P1} = \frac{H}{2}$	$M_{P1} = \frac{\gamma_w * h * H^2}{2}$
	$P2 = \frac{\gamma_w * H^2}{2}$	$Y_{P2} = \frac{H}{3}$	$M_{P2} = \frac{\gamma_w * H^3}{6}$
	$P = P1 + P2$	$Y_p = \frac{H * (H + 3h)}{3 * (H + 2h)}$	$MP = MP1 + MP2$
Sous pression avec para fouille (U)	$U_{para} = \gamma_w * (\frac{2}{3} (H + h) + \frac{1}{3} h')$	$X_u = B - \frac{B}{3} * \frac{(2 * (H + h) - 7 * h')}{(2 * (H + h) - 4 * h')}$	$M_u = U * X_u$
	$U = (\frac{U_{para} + \gamma_w * h'}{2}) * B$		
Poussée des sédiments (Pt)	$Pt = \frac{1}{2} \gamma_t * \gamma_t^2 * \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$	$X_t = ht/3$	$M_t = Pt * X_t$

Tableau IV.1.2 : Résultats du calcul des paramètres de stabilité du Creager

Désignation	Forces(KN)		Bras de levier/B (m)	Moments (KN.m)	
	Horizontales	Verticales		Stabilité	Renversement
P1		444	1.87	830.8	
P2		35	3.15	109.6	
P3		120	2.25	270.0	
P		599		1210	
Upara		55			
U		106	2.45		260
Pe1	40		3.63		145
Pe2	263		2.42		635
Pe	303				780
Pt	11.67		1.17		13.61
Total	314	493		1210	1053

STABILITE AU GLISSEMENT

La stabilité au glissement est vérifiée lorsque :

$$\frac{(W - U) * \tan(\phi_{\text{Béton - roche tendre}})}{(P + Pt)} \geq 1$$

avec $\tan(\phi_{\text{Béton-roche tendre}})=0,65$ pour les argiles, marnes...

$$\frac{493*0,65}{314} = 1,02 \geq 1$$

Conclusion : la stabilité au glissement est vérifiée.

STABILITE AU RENVERSEMENT

La stabilité au renversement est vérifiée lorsque la résultante des forces s'appliquant sur la base du déversoir reste dans le tiers central.

$$M_{\text{Résultant}} = \sum M_{\text{Stabilisants}} - \sum M_{\text{renversement}} = 1210 - 1053 = 157,4$$

$$R = \sqrt{\sum F_{\text{Verticale}}^2 + \sum F_{\text{Horizontale}}^2} = \sqrt{493^2 + 314^2} = 585$$

$$e = \frac{M_{\text{Résultant}}}{\sum F_{\text{Verticales}}} = \frac{157,4}{493} = 0,32 \text{ et } b/6 = 0,54$$

Conclusion : $-\frac{b}{6} < e < \frac{b}{6}$, la stabilité au renversement est vérifiée.

STABILITE INTERNE

Les conditions de la stabilité interne sont :

$\sigma_{\min} \geq 0$; pas de traction dans le béton

$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{limite-béton}}$

Condition de Maurice Levy	
$\sigma_{\max} \leq$	$\sigma_{\text{limite-béton}} = 0,3 * f_{c28} = 9 \text{MPa}$; pour la résistance $\sigma_{\text{limite-béton}} = 0,7 * f_{c28} = 21 \text{MPa}$; pour la fermeture des fissures

Vérification de la stabilité interne de l'ouvrage:

$$\sigma_{\min} = \sigma_A = \sigma \left(y = \frac{-B}{2} \right) = \left(\frac{W-U}{B} \right) * \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right) = \frac{493}{3,25} \left(1 - \frac{6 * 0,32}{3,25} \right) * 10^{-3} = 62,1 * 10^{-3} = 0,06 \text{MPa} \geq 0$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_B = \sigma \left(y = \frac{B}{2} \right) = \left(\frac{W-U}{B} \right) * \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) = \frac{493}{3,25} \left(1 + \frac{6 * 0,32}{3,25} \right) * 10^{-3} = 0,24 \text{MPa} \leq 21 \text{MPa}$$

Conclusion : la stabilité interne est vérifiée.

STABILITE AU POINÇONNEMENT

On vérifie que sous le massif la contrainte de référence est toujours inférieure à la pression admissible du sol (q_{adm}) ; $\sigma_{ref} < q_{adm}$

$$\sigma_{ref} = \frac{\sum F_{verticales}}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \text{ car } 0 < e < \frac{b}{6}; \sigma_{ref} = 241 \text{ KN/ml}$$

$$q_{adm} = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_{\gamma} + C * N_c + \gamma * D * N_q$$

Données							
$\varphi(0)$	N_{γ}	N_q	N_c	γ	B(m)	D(m)	C
32	24.9	23.2	35.5	18.7	3.25	2.5	26.5
q_{adm} (KN/ml)	2782						

Conclusion : la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

ANNEXEIV. 2: DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR BLOCS FUSIBLES

Le système des blocs fusibles est un dispositif de surélévation auto stable qui peut être une alternative efficace et économique en raison de la facilité de mise en œuvre et de son coût réduit. La mise en place des blocs sur le seuil, permet d'augmenter le niveau d'eau dans le réservoir.

Les blocs fusibles sont des éléments massifs en béton simplement posés les uns à côté des autres sur le seuil d'un déversoir, ils sont auto stable jusqu'à ce que le niveau d'eau à l'amont atteint un certain niveau pour lequel ils basculent.

Les blocs posés sur un même seuil ont la même hauteur mais ils peuvent avoir des épaisseurs et donc des poids différents, de sorte qu'ils basculent pour des hauteurs d'eau différentes.

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéresserons aux types de blocs fusibles avec sous pression. Ce type d'ouvrage est caractérisé par la création, sous chaque bloc, d'un vide qui soit fermé par un joint d'étanchéité à l'aval.

GENERALITE

I.1. procédure de construction des blocs fusibles

La construction des blocs peut être réalisée très simplement par :

Réalisation d'une butée encrée sur la crête du seuil ;

Disposition de support dans le sens de la longueur du seuil ;

Placé entre les supports une couche de matériaux tout venant (sable, terre,...) facile à enlever ;

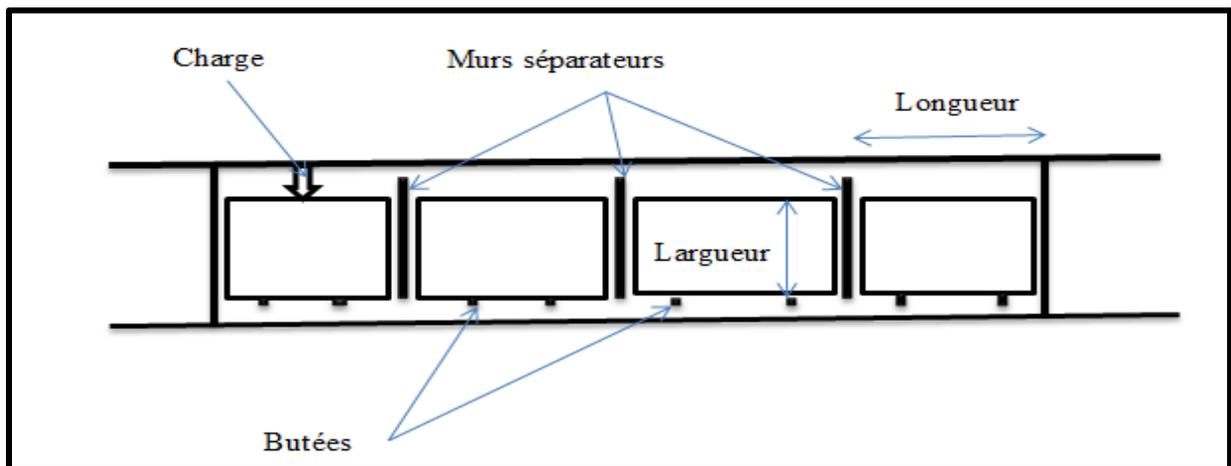
recouvrir d'une membrane plastique l'ensemble supports et tout venant.

Couler le béton par plot sur le plastique ;

Construire des murets entre les plots pour éviter les frottements lors du basculement ;

Si les extrémités latérales restent ouvertes, quelques supports sont nécessaires pour assurer la stabilité du bloc.

Pour s'assurer que la sous-pression est totale, la partie inférieure amont du bloc sera laissée ouverte et la partie aval sera fermée avec joint d'étanchéité.



FigureIV.2.1 : Disposition générale et murs séparateurs

I.2. Principe de fonctionnement des blocs fusibles

Les blocs fusibles obturent le seuil sur une certaine hauteur par des blocs qui sont auto stables jusqu'à une certaine cote du plan d'eau amont.

Selon le niveau d'eau dans la retenue, les blocs fonctionnent comme un barrage, un déversoir à large seuil ou un fusible.

lorsque le niveau de l'eau est inférieur ou égal au niveau des blocs , celles-ci fonctionnent comme un barrage .

Chaque élément est largement auto stable et résiste à la poussée hydrostatique grâce à son poids propre.

lorsque le niveau de l'eau s'élève au-dessus de la cote des blocs, celles-ci fonctionnent comme un déversoir à large seuil, jusqu'à une certaine épaisseur de la lame d'eau écoulée. Pendant cette phase de fonctionnement chaque élément reste largement auto stable comme dans la phase précédente .

en cas de grand débit, au-delà d'une fréquence choisie, le niveau de l'eau augmente au-dessus du bloc, la sous-pression ainsi introduite sous l'élément modifie radicalement ses conditions de stabilité et provoque brutalement son basculement.

CAS D'UN BLOCS FUSIBLES AVEC SOUS PRESSION

Le principe de base de l'étude repose sur le calcul de la limite de stabilité d'un bloc afin de déterminer la largeur du bloc pour laquelle cette dernière bascule pour une hauteur d'eau prédéterminée sur le bloc. La hauteur du bloc étant fixé, le niveau du plan d'eau amont qui provoque son basculement varie en fonction de l'épaisseur du bloc.

Hypothèse : les blocs sont assimilés à un déversoir rectangulaire de type Belanger.

Le débit est donné en fonction de la charge en amont par l'expression suivante :

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

La hauteur d'eau sur le déversoir est tel que : $Y_c = \frac{2*h}{3}$

On mesure (Y_c) sur la crête du déversoir ou on le calcul par le laminage et on en déduit la valeur de la charge à l'amont.

Bilan des forces appliquées au bloc fusible :

Le bloc fusible est soumis à l'action du poids de l'eau sur son sommet (G_e), du son poids propre (G), de la pression hydrostatique (P) appliquée sur sa face amont et à la sous pression qui s'exerce sur sa base (W_∞). Il en résulte de chacune de ces forces un moment qui favorise ou empêche le renversement du bloc.

NB :le moment est calculé par rapport à la butée.

L'écoulement sur le bloc est considéré comme celui sur un seuil épais par conséquent, la hauteur d'eau sur toute la longueur du bloc est égale à($Y_c= 2h/3$).

FORCES	BRAS DE LEVIERS	MOMENTS
$G_e = \frac{2}{3} * \gamma * h * b$	$X_{G_e} = \frac{b}{2}$	$M_{G_e} = \frac{\gamma * h * b^2}{3}$
$G = \gamma_b * H * b$	$X_G = \frac{b}{2}$	$M_G = \frac{1}{2} * \gamma_b * H * b^2$
$P = \frac{\gamma * H * (H + 2 * h)}{2}$	$Y_P = \frac{H * (H + 3 * h)}{3 * (H + 2 * h)}$	$M_P = \frac{\gamma * H^2 * (H + 3 * h)}{6}$
$W_\emptyset = \gamma * b * (H + h)$	$X_{W_\emptyset} = \frac{b}{2}$	$M_{W_\emptyset} = \frac{\gamma * b^2 * (H + h)}{2}$

II.1. PREDIMENSIONNEMENT DES BLOCS

Cette étape consiste à fixer la hauteur des blocs en fonction de nos besoins et de déterminer la largeur de chaque bloc en fonction du niveau amont du plan d'eau.

La largeur du bloc est exprimée par l'égalité entre les moments des forces verticale et des forces horizontales : $M_H = M_V$

$$b = H * \sqrt{\frac{(H + 3 * h)}{3 * \frac{\gamma_b}{\gamma} * H - 3 * H - h}}$$

b (variable): épaisseur du bloc

h (variable) : Hauteur d'eau à l'amont du seuil (hauteur de basculement).

H (50cm) : Hauteur des blocs.

γ (10KN/m³): Poids volumique de l'eau.

γ_b (24KN/m³): Poids volumique du béton

N° Bloc	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
γ_b	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
γ	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
H(m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
h (m)	0	0.5	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15
b(m)	0.24	0.56	0.59	0.62	0.65	0.68	0.71	0.75	0.78	0.82	0.85	0.89	0.93	0.97	1.02
charge crête	0.00	0.33	0.37	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53	0.57	0.60	0.63	0.67	0.70	0.73	0.77

II.2. DIMENSIONNEMENT DES BLOCS

Il consiste à choisir parmi les blocs, ceux dont le niveau du plan d'eau amont est de 60 cm avec une charge sur la crête de 40cm et d'affiner les épaisseurs pour simplifier la mise en œuvre. Ainsi on doit redéfinir une nouvelle hauteur de basculement qui est exprimée par :

$$h = \frac{\gamma \cdot H \cdot (H^2 + 3 \cdot b^2) - 3 \cdot H \cdot \gamma_b \cdot b^2}{\gamma \cdot (2 \cdot b^2 - 3 \cdot H^2 - 3 \cdot b^2)}$$

II.3. LIMITE DE STABILITE DES BLOCS

L'étude de la stabilité des blocs, fait intervenir la notion de la limite stabilité, qui marque le point de passage des conditions de stabilité générale à l'instabilité qui engendre le basculement du système.

La limite de stabilité des blocs est atteinte lorsque la somme des moments des forces verticaux (MV) est égale à la somme des moments des forces horizontales (MH).

Au-delà de cette limite, le bloc bascule.

Le moment de renversement est exprimé par : $MH = MV$

$$MH = \frac{\gamma \cdot H^2}{6} (H + 3h)$$

$$MV = \frac{1}{2} \cdot H \cdot b^2 (\gamma_b - \gamma) - \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot h \cdot b^2$$

Tableau IV.2.1: calcul de la limite de stabilité des blocs

h	0	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30
MH	0.21	0.33	0.46	0.58	0.71	0.83	0.96	1.08	1.21	1.33	1.46	1.58	1.71	1.83
MV8	1.97	1.88	1.78	1.69	1.59	1.50	1.41	1.31	1.22	1.13	1.03	0.94	0.84	0.75
MV9	2.24	2.13	2.03	1.92	1.81	1.71	1.60	1.49	1.39	1.28	1.17	1.07	0.96	0.85
MV10	2.53	2.41	2.29	2.17	2.05	1.93	1.81	1.69	1.57	1.45	1.32	1.20	1.08	0.96
MV11	2.84	2.70	2.57	2.43	2.30	2.16	2.03	1.89	1.76	1.62	1.49	1.35	1.22	1.08
MV12	3.16	3.01	2.86	2.71	2.56	2.41	2.26	2.11	1.96	1.81	1.65	1.50	1.35	1.20
MV13	3.50	3.33	3.17	3.00	2.83	2.67	2.50	2.33	2.17	2.00	1.83	1.67	1.50	1.33

II.4. La stabilité au glissement

La stabilité au glissement permet d'évaluer la force de poussée exercée sur la buté.

Elle est exprimée par : $P = \frac{1}{2} * \gamma * H * (H + 2 * h)$

N° Blocs	8	9	10	11	12	13
h	0.80	0.88	0.95	1.01	1.07	1.13
H	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Force de poussée (KN/m)	5,3	5,7	6	6,3	6,6	6,9

NB : Nous retiendrons comme force maximale exercée sur la buté égale à 7KN/ml

II.5. variation du débit évacué en fonction de la chute des blocs

Variation du débit en fonction de la chute des blocs												
nombre de Blocs	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Débit évacué/Bloc	3.1	6.3	9.4	12.5	15.7	18.8	21.9	25.1	28.2	31.3	34.5	37.6
Qtotale	52.1	55.3	58.4	61.5	64.7	67.8	70.9	74.1	77.2	80.3	83.5	86.6

III.1. Variation du débit spécifique des blocs fusibles

Le débit spécifique du déversoir bloc fusible est exprimée par :

$$q = 0,385 * \sqrt{2 * g * h} * 1,5 ; \quad q = 1,7 * h^{1,5}$$

h(m)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3
q(m ³ /s/ml)	0.05	0.15	0.28	0.43	0.60	0.79	1.00	1.22	1.46	1.71	1.97	2.24	2.53

Synthèse des résultats

Blocs fusibles

Hauteur ;H(m)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Largeur ;b(m)	0.70	0.75	0.80	0.85	0.9	0.95	1.00
longueur du bloc ;L(m)	5	5	5	5	5	5	5
Hauteur de basculement ;h (m)	0.73	0.80	0.88	0.95	1.01	1.07	1.13
charge crête déversoir ;Yc(m)	0.49	0.53	0.58	0.63	0.67	0.71	0.75
nombre de bloc	1	2	2	2	2	2	2
Volume de Béton (m3)/Bloc	1.75	3.73	4	4.25	4.5	4.75	5
Volume total de Béton (m3)	28						

ANNEXEIV. 3: DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR PIANO KEYS WEIRS (PKW)

Les pionniers dans le développement du Piano Key Weir (PKW) sont Lempérière (Blanc et Lampérière 2001, Ahmed Ousmane et Lampérière 2003) qui ont combiné le déversoir en labyrinthe à un porte-à-faux pour faciliter sa fixation sur la crête des barrages. Le premier modèle étudié a permis de se rendre compte des avantages du PKW par rapport au traditionnel Creager (ousmane et Lempérière 2006).

Le déversoir en touche de piano (PKW) est donc une forme particulière de déversoir en labyrinthe associée à l'utilisation de porte-à-faux, permettant de réduire son emprise en base. Sa particularité géométrique, combinée à une importante débitance fait du PKW une solution efficace pour la réhabilitation de barrage existants ou pour l'optimisation de projets neufs. Cependant, le dimensionnement hydraulique du PKW reste problématique, dès les premières étapes de sa conception.

Le pré dimensionnement est basé sur l'exploitation de résultats expérimentaux.

Le dimensionnement de modèle de projet est réalisé par extrapolation des caractéristiques géométriques et hydrauliques de modèles réduits idéalisés.

Présentation du modèle de référence

Le modèle de référence présenté ci-dessous est du type (A) et ses données géométrique et hydraulique sont résumées dans un tableau.

Les paramètres de l'ouvrage sont :

P : Hauteur maximale du PKW

a : Largeur de l'alvéole amont

b : Largeur de l'alvéole aval

c : Longueur du porte-à-faux amont

d : Longueur du porte -à -faux aval

e : épaisseur des alvéoles (15 à 25cm)

B : Largeur d'une paroi latérale

B_m : largeur de la fondation (B – c – d)

W : largeur d'un cycle de PKW

W_t : Largeur total du déversoir

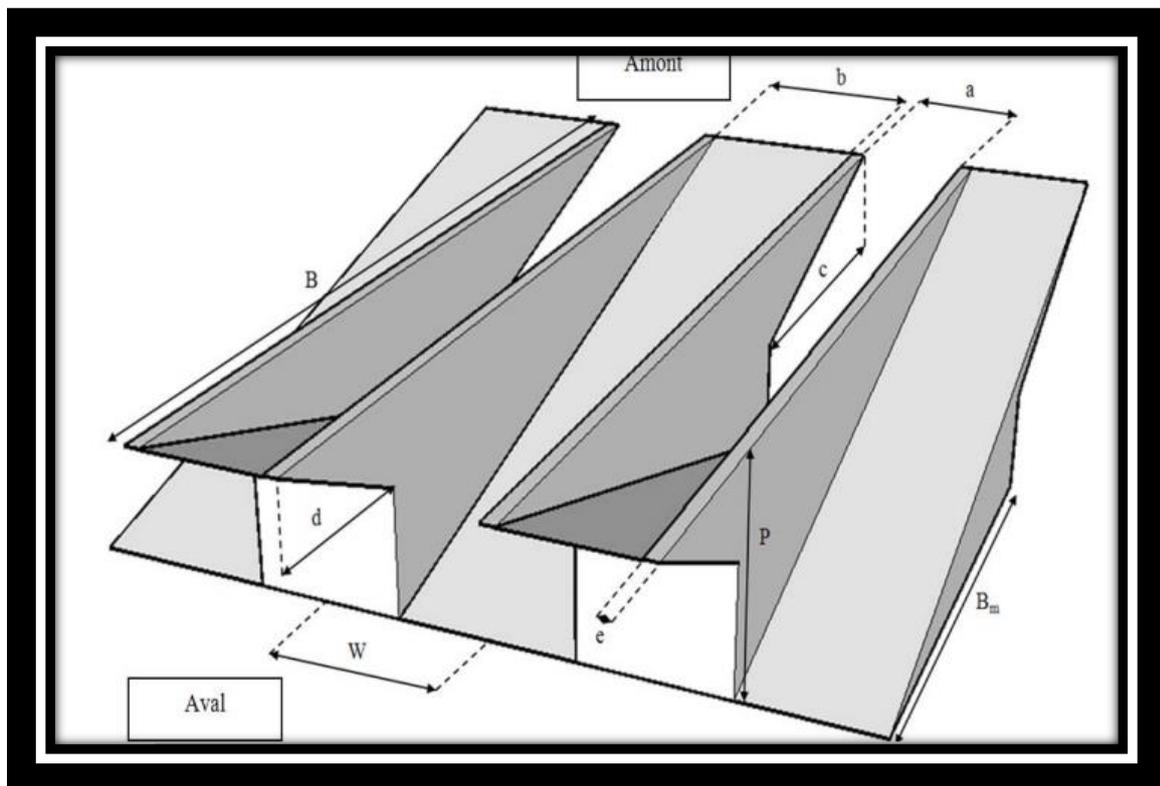


Tableau : Données du modèle de référence

Données du modèle de référence

Données géométriques		Données hydrauliques	
P(m)	5.5	H(m)	Cwo
a(m)	3	0,415	2.75
b(m)	2	0.753	2.36
c(m)	3.75	1.426	1.76
d(m)	3.75	1.611	1.62
b(m)	15	1.7	1.58
W(m)	2.5	1.8	1.54

Contrainte du projet

Le dimensionnement doit prendre en compte :

contraintes géométriques

$$W_t=30m$$

contraintes hydrauliques

Débit de 49.06m³ à évacuer

$$PHE-RN=1m$$

Recherche de solutions

Choix d'un nombre fictif d'alvéole :

$$N=16$$

Calcul de la largeur d'un alvéole

$$W = \frac{W_t}{n} = \frac{30}{16} = 1,9$$

Calcul de l'échelle du projet

$$E = \frac{W}{W_0} = \frac{1,9}{2,5} = 0,8$$

Calcul de la charge de référence

$$H_0 = \frac{H}{E}$$

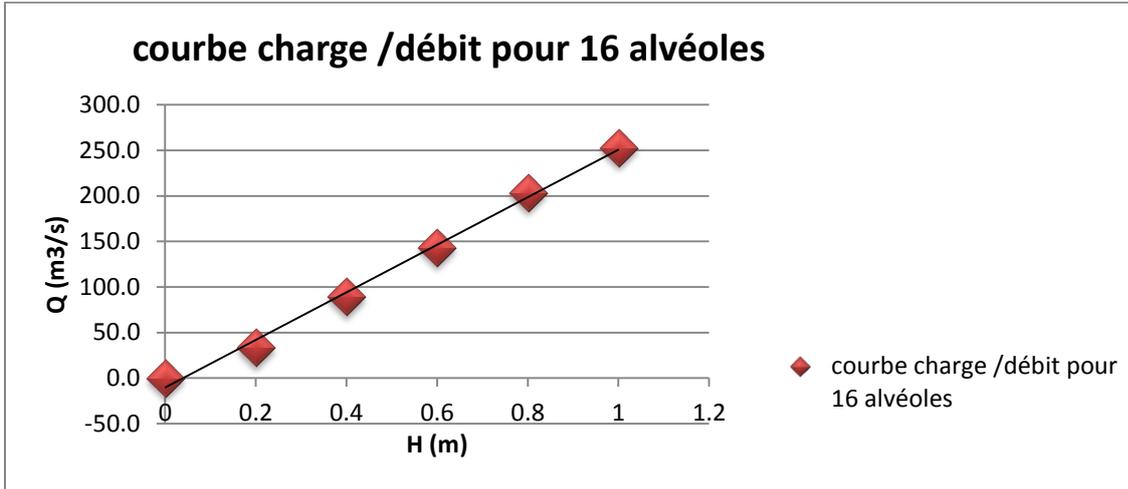
Lire le coefficient de débit équivalent (Cwo) dans le tableau de référence.

NB : si la valeur n'existe pas dans le tableau, il faut faire une interpolation ou une extrapolation.

$C_{wo} =$

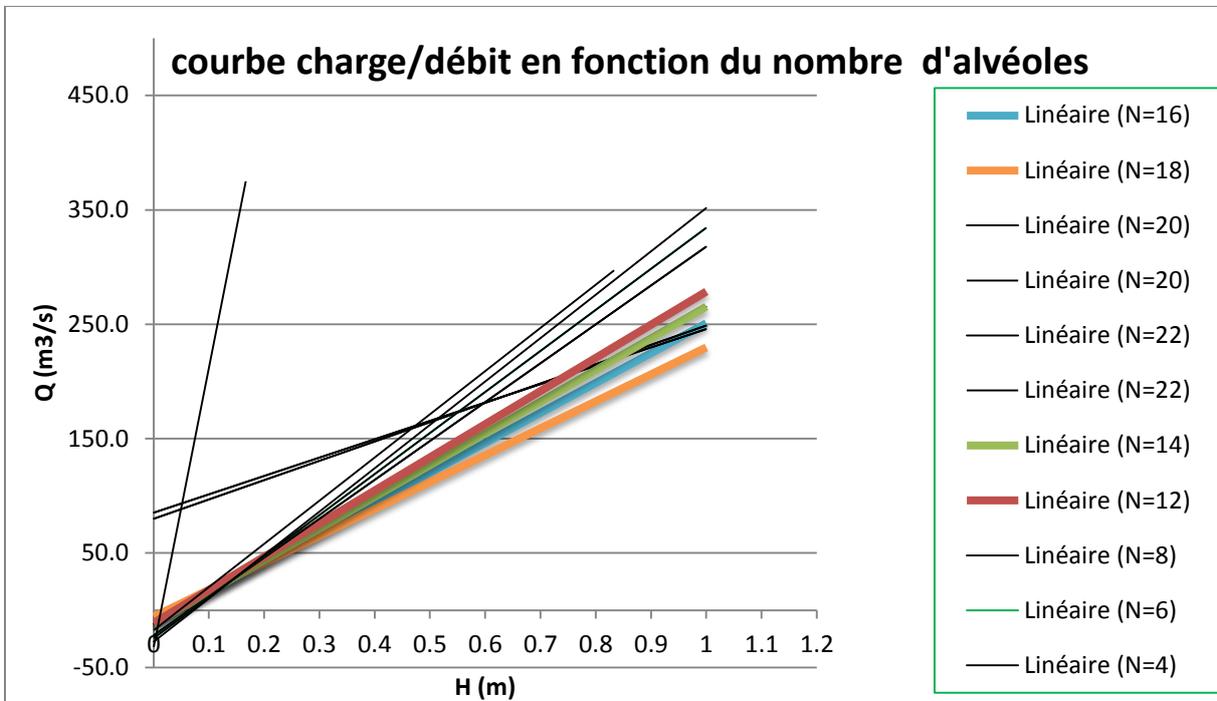
Tracé la courbe de débitance pour les 16 alvéoles et avec la formule suivante :

$$Q_t = C_w(H) * W_t * \sqrt{2 * g * H^3} = C_w \left(\frac{H * W_0 * n}{W_t} \right) * W_t * \sqrt{2 * g * H^3}$$

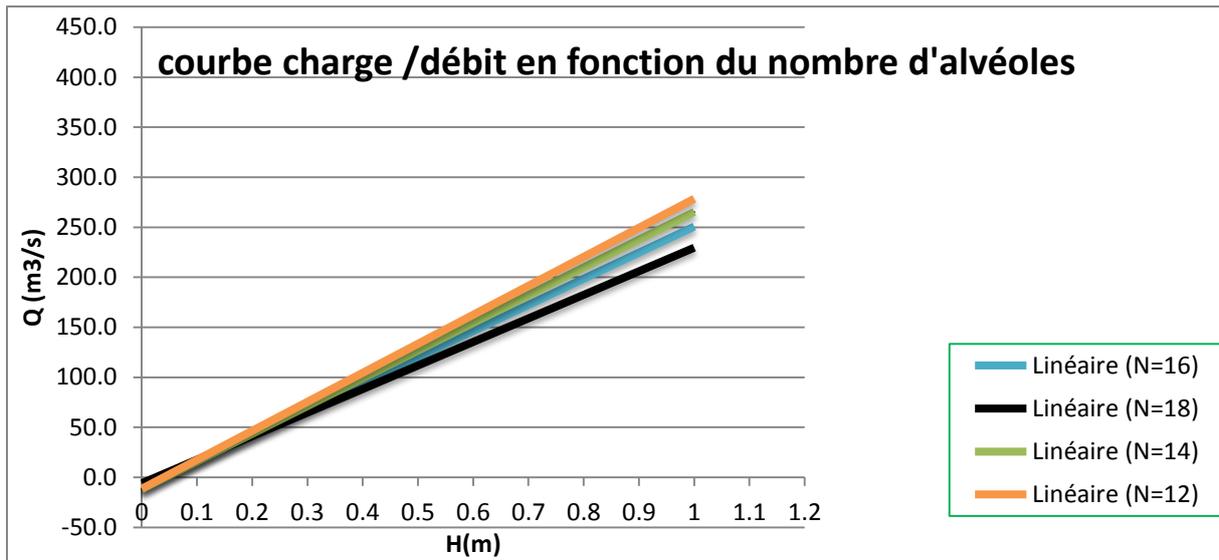


Choix de la solution finale

6.4.1. Courbe de tendance en fonction du nombre d'alvéole



6.4.2.



5.1. Calcul du débit spécifique du PKW

Le débit spécifique du PKW est près de $1,7nh^{1,5}$ pour $h < 0,3H$

Le débit spécifique du PKW est de l'ordre de $4hH^{0,5}$ pour les grandes valeurs de h et de n (près de 5).

ANNEXEV. 1 : métré du projet

TableauV.1.1 : Calcul du volume de remblai de la digue

ETUDES COMPARATIVES DE TROIS TYPES DE DEVERSOIRS (CREAGER, BLOCS FUSIBLES, PKWEIRS) : CAS DE LA
RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE BOMBORE (V3), AU BURKINA FASO

Numéro du profile	Côte TN (m)	Côte de la digue (m)	Largeur en crête (m)	Distance partielle (m)	Hauteur intermédiaire (m)	Surface intermédiaire (m ²)	Volume intermédiaire (m ³)	POSITION DU FILTRE	ml: Fruit de talus amont
1	301.75	302	4	0	0.45	2.21	0	-1	2
2	301.45	302	4	25	0.75	4.13	79.13	-0.7	
3	301.25	302	4	20	0.95	5.61	97.30	-0.5	
4	301.08	302	4	20	1.12	6.99	125.94	-0.16	
5	300.91	302	4	25	1.29	8.49	193.46	0.13	1.09
6	300.62	302	4	15	1.58	11.31	148.51	0.4	1.38
7	300.35	302	4	15	1.85	14.24	191.68	0.64	1.65
8	300.11	302	4	25	2.09	17.10	391.76	0.73	1.89
9	300.02	302	4	20	2.18	18.22	353.21	0.75	1.98
10	300	302	4	17	2.2	18.48	311.99	1.02	2
11	299.73	302	4	23	2.47	22.08	466.46	1.17	2.27
12	299.58	302	4	20	2.62	24.21	462.91	2.02	2.42
13	298.73	302	4	20	3.47	37.96	621.71	2.72	3.27
14	298.03	302	4	20	4.17	51.46	894.20	3.45	3.97
15	297.3	302	4	20	4.9	67.62	1190.78	4.17	4.7
16	296.58	302	4	15	5.62	85.65	1149.52	4.43	5.42
17	296.32	302	4	15	5.88	92.67	1337.38	4.7	5.68
18	296.05	302	4	15	6.15	100.25	1446.85	4.58	5.95
19	296.17	302	4	22.5	6.03	96.84	2217.23	4.44	5.83
20	296.31	302	4	22.5	5.89	92.94	2135.09	4.78	5.69
21	295.97	302	4	20	6.23	102.55	1954.90	5.08	6.03
22	295.67	302	4	20	6.53	111.40	2139.48	5.52	6.33
23	295.23	302	4	20	6.97	125.04	2364.44	5.78	6.77
24	294.97	302	4	12	7.23	133.47	1551.05	7.9	7.03
25	292.85	302	4	3.5	9.35	212.24	604.99	5.8	9.15
26	294.95	302	4	2	7.25	134.13	346.37	5.93	7.05
27	294.82	302	4	20	7.38	138.45	2725.74	5.34	7.18
28	295.41	302	4	22.5	6.79	119.37	2900.44	4.91	6.59

Numéro du profile	Côte TN (m)	Côte de la digue (m)	Largeur en crête (m)	Distance partielle (m)	Hauteur intermédiaire (m)	Surface intermédiaire (m ²)	Volume intermédiaire (m ³)	POSITION DU FILTRE	ml: Fruit de talus amont
29	295.84	302	4	21.25	6.36	106.34	2398.14	2.42	6.16
30	298.33	302	4	12.85	3.87	45.43	975.14	1.98	3.67
31	298.77	302	4	15.9	3.43	37.25	657.33	1.56	3.23
32	299.19	302	4	20	3.01	30.16	674.10	1.42	2.81
33	299.33	302	4	7.98	2.87	27.95	231.87	1.17	2.67
34	299.58	302	4	12.02	2.62	24.21	313.50	0.96	2.42
35	299.79	302	4	10	2.41	21.26	227.33	0.63	2.21
36	300.12	302	4	10	2.08	16.97	191.14	0.07	1.88
37	300.68	302	4	20	1.52	10.70	276.74	-0.51	1.32
38	301.26	302	4	20	0.94	5.53	162.28	-0.8	0.74
39	301.55	302	4	15	0.65	3.44	67.29	-1	0.45
40	301.75	302	4	15	0.45	2.21	42.37	-1.25	0.25
Total du volume de remblai de la Digue (m ³) au dessus du TN							29 753		

Tableau V.1.2.: volume de sable du filtre

VOLUME DU FILTRE (sable)		
Epaisseur(m)	Longueur du drain(m)	Longueur de la digue(m)
0.5	9.5	617
VOLUME (m ³)		2931

Tableau V.1.3. : calcul du volume de la tranché d'ancrage

VOLUME REMLAI EN DESSOUS DU TN DE LA DIGUE					
Numéro du profile	Profondeur	Distance partielle (m)	Profondeur moyenne(m)	Surface intermédiaire (m ²)	Volume intermédiaire (m ³)
1	0.51	0	0	0.00	0.00
2	0.5	25	0.505	2.02	50.50
3	0.5	20	0.5	2.00	40.00
4	0.5	20	0.5	2.00	40.00
5	0.5	25	0.5	2.00	50.00
6	0.5	15	0.5	2.00	30.00
7	0.75	15	0.625	2.50	37.50
8	1	25	0.875	3.50	87.50
9	1.25	20	1.125	4.50	90.00
10	1.55	17	1.4	5.60	95.20
11	1.7	23	1.625	6.50	149.50

VOLUME REMLAI EN DESSOUS DU TN DE LA DIGUE

VOLUME DE BETON MUR PARAPET

Numéro du profile	Profondeur	Distance partielle (m)	Profondeur moyenne(m)	Surface intermédiaire (m2)	Volume intermédiaire (m3)
12	2	20	1.85	7.40	148.00
13	2.25	20	2.125	8.50	170.00
14	2.7	20	2.475	9.90	198.00
15	3	20	2.85	11.40	228.00
16	3	15	3	12.00	180.00
17	3.2	15	3.1	12.40	186.00
18	3.5	15	3.35	13.40	201.00
19	4.3	22.5	3.9	15.60	351.00
20	5	22.5	4.65	18.60	418.50
21	5.5	20	5.25	21.00	420.00
22	6	20	5.75	23.00	460.00
23	3.28	20	4.64	18.56	371.20
24	6.03	12	4.655	18.62	223.44
25	3.9	3.5	4.965	19.86	69.51
26	6	2	4.95	19.80	39.60
27	5.4	20	5.7	22.80	456.00
28	5	22.5	5.2	20.80	468.00
29	4.3	21.25	4.65	18.60	395.25
30	4.8	12.85	4.55	18.20	233.87
31	2.8	15.9	3.8	15.20	241.68
32	2.3	20	2.55	10.20	204.00
33	2	7.98	2.15	8.60	68.63
34	1.7	12.02	1.85	7.40	88.95
35	1.5	10	1.6	6.40	64.00
36	1.4	10	1.45	5.80	58.00
37	1	20	1.2	4.80	96.00
38	0.5	20	0.75	3.00	60.00
39	0.5	15	0.5	2.00	30.00
40	0.51	15	0.505	2.02	30.30
Total du volume de remblai de la (TN-tranché d'ancrage)					6829

TableauV.1.4. : calcul du volume de béton du mur parapet

Epaisseur	ancrage	hauteur	longueur	Surface (m2)	Volume (m3)
0.5	0.5	0.5	617	0.5	308.5

TableauV.1.5 : Calcul du volume de moellon des talus de la digue

parement de la digue						
Epaisseur	hauteur	Base	largueur du Talus	long digue	surface	volume
0.25	8.5	17	19.0	617	11727.0585	2932
volume amont /aval			5864			

TableauV.1.6. : Synthèse de la quantité de matériaux

libellé	Valeur (m3)
Remblais digue	26822
Remblais tranché	6829
Filtre (sable)	2931
moellon	5864
Béton mur parapet	309
Déblais tranché	6829
Déblais TN	4689

TableauV.1.7 : Résultats du métré du projet

N° Prix	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
I	INSTALLATIONS GENERALES DE CHANTIER				
101	Amenée et repli du matériel	ff	1	2 500 000	2 500 000
102	Installation et Implantation du chantier	ff	1	2 750 000	2 750 000
103	Abattage et dessouchage des arbres dans la cuvette	ha	50	50 000	2 500 000
104	mise en œuvre du plan de gestion environnementale et sociale	U	1	20 160 000	20 160 000
TOTAL INSTALLATION					27 910 000
II	DIGUE				
201	abattage et dessouchage d'arbres de circonférence supérieure ou égale à 1,00 m, dans l'emprise de la digue	ha	5	50 000	250 000
202	Débroussaillage et nettoyage	ff	1	150000	150 000

N° Prix	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
203	Décapage de l'emprise, épaisseur max. 20 cm	m3	4689	400	1 875 600
204	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m3	6829	3 000	20 487 000
205	Déblai manuel pour muret de crête, mur parapet, butée et drain de pied	m3	600	3 500	2 100 000
206	Remblai argileux compacté à l'OPN pour tranchée d'ancrage	m3	6829	4 500	30 730 500
207	Remblai argileux compacté à l'OPN pour corps de digue	m3	26822	4 000	107 288 000
208	filtre horizontal	m3	5664	4 500	25 488 000
209	Couche de pose talus amont et aval	m3	1030	4 500	4 635 000
210	perré sec talus amont et aval	m3	5864	5 000	29 320 000
211	Perré maçonné sur 20m sur le talus amont	m3	319	37500	11 962 500
212	enrochement butée de pied amont et drain de pied	m3	600	5000	3 000 000
213	béton cyclopéen pour muret de crête	m3	185	100 000	18 500 000
214	Béton cyclopéen dosé à 250 kg/m3 pour mur parapet	m3	309	50 000	15 450 000
215	Revêtement latéritique compacte sur crête	ml	242	45 000	10 890 000
216	Echelle limnimétriques et pièces en acier	ml	6	150 000	900 000
Total digue					283 026 600
III	Bassin de dissipation				
301	Partie rectangulaire	m3	87	150 000	13050000
302	seuil terminal	m3	34.8	150 000	5220000
303	Parafouille	m3	14.5	100 000	1450000
304	Bloc de chute	m3	14.5	100 000	1450000
305	Bloc chicane	m3	9.1	100 000	906250
306	Protection aval en gabion (moellons)	m3	290.0	12 000	3480000
Total Bassin de dissipation					25 556 250
IV	Mur Bajoyer				
401	Partie trapézoïdale (béton armé dosé à 350KG/M3)	m3	53.55	150 000	8032500
402	Ecran anti-renard(béton armé dosé à 350KG/M3)	m3	1.9125	150 000	286875
403	Partie rectangulaire(béton armé dosé à 350KG/M3)	m3	3.42	150 000	513000
404	Talon(béton armé dosé à 350KG/M3)	m3	15.39	150 000	2308500
Total Mur Bajoyer					11 140 875
V	Diguette de protection				
501	Débroussaillage et décapage sur une épaisseur de 0,2m	m3	500	300	150000
502	Remblais compacté à l'OPN pour corps de	m3	250	4000	1000000

ETUDES COMPARATIVES DE TROIS TYPES DE DEVERSOIRS (CREAGER, BLOCS FUSIBLES, PKWEIRS) : CAS DE LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE BOMBORE (V3), AU BURKINA FASO

N° Prix	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
	diguette				
503	Couche de couronnement latéritique	m3	30	4000	120000
504	Couche de revêtement latéritique talus extérieur (épaisseur 0,1m)	m3	52.4	4000	209600
505	Fouille à la main pour butée de pieds et drain	m3	51.6	2500	129000
506	Perré maçonné (épaisseur 0,2 cm) sur le talus	m3	33.5	12500	418750
507	Perré non maçonné (épaisseur 0,2m) sur talus	m3	25	8000	200000
Total diguette de protection					2 227 350
VI	OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE				
601	Déblai manuel	m3	100	3 500	350 000
602	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m3	50	150 000	7 500 000
603	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m3	2	50 000	100 000
604	Perré maçonné de protection entre talus aval et bac aval (ép. 0.25 m)	m3	5	37 500	187 500
605	Perré sec de protection entre bac amont et talus amont (ép. 0.25 m)	m3	5	10 000	50 000
606	Conduite en acier Ø 200	ml	38	200 000	7 600 000
607	Crépine Ø 200	u	1	200 000	200 000
608	Robinet vanne Ø 200 et accessoires	u	1	5 000 000	5 000 000
609	Robinet vanne Ø 1000 et accessoires	u	1	5 000 000	5 000 000
610	Grille de protection	u	1	150 000	150 000
TOTAL OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE					26 137 500
TOTAL PROJET SANS DEVERSOIR (HTVA)					375 998 575
TOTAL PROJET SANS DEVERSOIR (TVA)					443 678 319
VII	DEVERSOIR				
	Déversoir Creager ou déversoir bloc fusible				
701	frais tâcheron	ff	2000000	2000000	2000000
702	béton ordinaire	m3	1447	100000	144700000
TOTAL déversoir (Creager ou bloc fusible)					146 700 000
TOTAL PROJET AVEC DEVERSOIR (Creager ou bloc fusible) (HTVA)					522 698 575
TOTAL PROJET AVEC DEVERSOIR (Creager ou bloc fusible) (TVA)					616 784 319
VIII	déversoir PKWeir				
801	frais tâcheron	ff	3000000	3000000	3000000
802	béton (ordinaire et armé) dosé 350Kg/m3		1429	125000	178625000
TOTAL déversoir PKWeir					181625000
TOTAL PROJET AVEC					541 385 450

N° Prix	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
DEVERSOIR (PKWeir) (HTVA)					
TOTAL PROJET AVEC DEVERSOIR (PK Weir) (TVA)					638 834 831

ANNEXE VI: SYNTHÈSE DES ETUDES DE BASE

ANNEXEVI. 1 : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE

II.1.1. Agriculture

L'agriculture est la première activité socio-économique des habitants du village.

Elle est marquée par une forte pression foncière, une pauvreté des sols, une faible utilisation d'intrants agricoles et une pratique de la rotation des cultures.

La possession des équipements est variable selon les ménages : charrues (96,55%) ; bœufs de trait (86,21%) ; fosses fumières (27,59%) ; brouettes (17,24%) et motopompes (13,79%).

Le tableau ci-dessous présente les principales spéculations et le volume de la production agricole du village de Bomboré V3.

Tableau VI.1.1: Estimation de la production agricole de BomboréV3

Type de spéculations	Nombre de tonnes
Production céréalière	
Mais	400
Sorgho	1000
Petit mil	500
Riz	100
Production de rente	
Coton	150
Arachide	04
Sésame	10
Haricot(Niébé)	05
Voandzou	01
Soja	01
Production maraichère	

Tomate	01
Choux	01
Oignons	0,2
Aubergine	0,1
Piment	0,1
Pastèque	100
Gombo	02

Source : Assemblée Générale, Emergence Ingénierie, Août 2016.

IV.2.1.2. Elevage

L'emprise du projet est une zone favorable à l'élevage dont les principales épizooties sont : la fièvre aphteuse, les pasteurelloses, la maladie de new castel. les affection récurrentes sont les trypanosomoses , les parasites gastro-intestinaux et externes du bétail et de la volaille.

Le tableau suivant donne une estimation du cheptel de Bomboré V3

TableauVI.1.2. : Effectif du cheptel de Bomboré V3

Type d'animaux	Nombre
Bovins	6000
Ovins	10000
Caprins	7000
Porcins	100
Asins	500
Volailles	50000

Source : Enquête de terrain, Emergence Ingénierie, Août 2016.

ANNEXEVI. 2:ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Dans le cadre de la présente étude, une campagne topographie a été réalisée par le bureau d'étude EMERGENCE INGENIERIE et les principaux résultats sont :

La mise en place de polygones de base ayant servi d'ossature pour les levés de détails ;
 Le rapport des informations recueillies sur le terrain en coordonnées x,y,z (terrain naturel, sommets des polygones, courbes de niveau, ouvrages existants) ;
 Le plan d'ensemble du site à l'échelle 1/2500ème
 La vue en plan de la cuvette à l'échelle 1/2000ème
 Le profil en long de l'axe de la digue aux échelles 1/1000ème et 1/100ème ;
 La mise en place de trois bornes repères dont les côtes n'ont pas été rattachées au nivellement général du Burkina Faso.

Tableau V.2.1.: Coordonnées UTM des bornes, considérées comme base pour les levés topographique

Bornes	X	Y	Z
B1	724 441.938	1 338 734.160	299.326
B2	724 304.000	1 339 100.000	300.000
B3	724 631.525	1 338 718.160	302.022

La superficie globale levée est de 53ha pour la cuvette du barrage.

ANNEXEVI. 3:ETUDE GEOTECHNIQUE

Dans le cadre de l'étude du barrage de Bomboré V3, le laboratoire BECOHA a procédé à l'exécution de puits à ciel ouvert le long de la digue et recherché des zones d'emprunt de matériaux.

Fondation de la digue

Le long de la fondation de la digue, six (6) puits à ciel ouvert de 1,2m à 4m de profondeur ont été creusés et les échantillons analysés donnent les résultats suivants :

I.1. appui extrémité rive gauche

Première couche : on a de la terre végétale (épaisseur 0,20m) et du sable argileux (épaisseur 0,30m).

Deuxième couche :

On a de la curasse latéritique tendre (épaisseur 0,80m) caractérisée par :

Libellé	Gravier(%)	Argiles(%)	Passant au tamis de 0,080m (%)	limite de liquidité (LL) (%)	Indice de plasticité (IP) (%)	coefficient de LANE (C)	Classification USCS

Valeurs	63,5	13	25	40,9	19,2	3	GC (grave argileuse)
---------	------	----	----	------	------	---	----------------------

I.2. Appui rive gauche

Deux puits (A1 et A3) de 2,5 m de profondeur ont été creusés :

Première couche : elle est d'épaisseur 1,2m à 1,4m après un décapage de 0,20 à 0,60m de terre végétale.

le matériau est un mélange d'arène granitique argileuse et de quartz caractérisé par :

Libellé	Gravier(%)	Argiles(%)	Passant au tamis de 0,080m (%)	limite de liquidité (LL) (%)	Indice de plasticité (IP) (%)	coefficient de LANE (C)	Classification USCS
Valeurs	5	3	73,5	35 ,8	17 ,3	3,5	CL (argile moyennement plastique)

Deuxième couche : le matériau rencontré est de la roche granitique plus ou moins saine et les résultats des analyses donnent :

Libellé	Gravier(%)	Passant au tamis de 0,080m (%)	limite de liquidité (LL) (%)	coefficient de LANE (C)	Classification USCS
Valeurs	21,5	10	impossible	4	GP (grave propre mal graduée)

I.3. Appui lit du marigot

Il s'étant du profil (P22 à P28) et les puits creusés (A4 et A5) ont une profondeur de 4m.

Première couche : après un décapage de 0,2m de terre végétale, l'épaisseur de la couche est de 0,5m à 1,5m et le matériau est un mélange de grave argileux latéritique et du quartz.

Deuxième couche :

Libellé	Gravier(%)	Argiles(%)	Passant au tamis de 0,080m (%)	limite de liquidité (LL) (%)	Indice de plasticité (IP) (%)	coefficient de LANE (C)	Densité sèche à l'OPN (KN/m3)	Teneur en eau à l'OPN(%)	Classification USCS :
---------	------------	------------	--------------------------------	------------------------------	-------------------------------	--------------------------	-------------------------------	--------------------------	-----------------------

Valeurs	3,5 à 13	2,5 à 6	40,5 à 54	35,8	17,3	3	18	12	CL (mélange de sable argileux, limon et argile moyennement plastique)
---------	----------	---------	-----------	------	------	---	----	----	---

Angle de frottement (°)		Cohésion (KN/m ³)	
UU	CD	UU	CD
32	33,5	26,83	19,15

I.4. Appui rive droite

Première couche : elle est d'épaisseur 0,8m et constituée de grave argileuse et latéritique.

Deuxième couche :

Libellé	Gravier(%)	Argiles(%)	Passant au tamis de 0,080m (%)	limite de liquidité (LL) (%)	Indice de plasticité (IP) (%)	coefficient de LANE (C)	Classification USCS
Valeurs	3	23,5	57	41,8	20	3	CL

I.5. PROFONDEUR D'ANCRAGE DE LA DIGUE

La fixation de la digue et l'étanchement de la fondation seront assurés par une tranchée d'ancrage dont la profondeur variera en fonction du sol en place (naturel et compacité) et de la charge d'eau.

Les profondeurs minimales de tranchée recommandées sont les suivants :

- 0,05 m du profil P1 à P6
- 1,25 m au profil, A2 (borne B2-3m)
- 2,00m au profil P12
- 3,00 m au puits A3 (profil 16-1,5m)
- fond de tranchée calé à la côte 289 du profil P22 à P28
- 5,50 m au profil P29
- 2,00 m à la borne B1 (profil P33)
- 0,80m au puits A6 (profil P36 +8,50m)
- 0,50m du profil P37 à P40

II. Zone d'emprunt de matériau

II.1. Matériaux argileux

L'identification de ce matériau par la classification USCS, montre que nous avons un mélange d'argile moyennement à peu plastique (CL) et de sable argileux (SC). La superficie utile étant de (225m × 150m) de 33750 m² et la couche exploitable moyenne de 1,30m, on peut disposer de près de 44000 m³ de matériel de remblai argileux non dispersif convenable pour la construction d'une digue homogène. Les besoins en matériaux argileux pour la construction d'une digue homogène sont évalués à 23 100 m³.

II.2. Matériaux graveleux latéritiques

L'identification de ce matériau par la classification USCS, montre que nous avons de la grave argileuse (GC). La superficie étudiée étant de (130m × 120m) de 15 600m² et a couche exploitable moyenne de 0,70m, on peut disposer de 11 000m³ de graveleux latéritique. Ce matériau peut servir de couche de couronnement de la digue. En cas de construction d'une digue à noyau, ce matériau pourra servir pour la recharge de la digue.

II.3. Matériaux de construction

Il a été recherché dans le voisinage du site les matériaux de construction :

Sable : on en trouve le long du cours d'eau du barrage (en amont et en aval) aux coordonnées UTM 30P 7244390 /1338834 et 30P 724642 / 1338834

La quantité de sable disponible suffit pour couvrir les besoins qui sont de 1300m³.

Gravier granitique : on en trouve à 190 m de la borne B3 de la zone d'emprunt d'argile (coordonnées UTM : 30P 723968 / 1338921). L'exploitation de ce gravier va nécessiter le balayage, le creusage, le criblage et le lavage. Après analyse au laboratoire le gravier traité est convenable pour le béton.

La qualité de gravier disponible suffit pour couvrir les besoin qui sont de 1300m³.

Conclusion :

La stabilité des talus pourra être vérifiée à court terme par :

Un angle de 32° et une cohésion de 26,83 KN/m² pour le sol de fondation de la digue ;

Un angle de 20° et une cohésion de 18,32 KN/m² pour le remblai.

La stabilité des talus pourra être vérifiée en régime permanent et de vidange rapide par :

Un angle de 33,5° et une cohésion de 19,15 KN/m² pour le sol de fondation de la digue ;

Un angle de 26° et une cohésion de 23,38 KN/m² pour le remblai.

ANNEXEVI. 4:NOTICE D'IMPACTE ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE (NIES)

Après la description des milieux biophysique et socio-économique de la zone du projet, l'étude d'impact environnementale à consister à l'identification des impacts que pourrait engendrer la mise en œuvre du projet pendant la phase de construction et d'exploitation.

Les éléments de l'environnement qui seront impacté par le projet sont : le sol, les ressources en eau, la faune et la flore, l'air, l'acoustique, les humains...

L'étude a permis de proposer des mesures d'amplification des impacts positifs et d'atténuation des impacts négatif (cf. Annexe1 : Matrice des impacts).

Tableau VI.4.1 : Matrice d'impacte

Phases du projet	impact	Causes /origines	Zone de l'impact	caractérisation			Mesure d'atténuation/optimisation
				A	B	C	
travaux	Pollution de l'air	Concentration de poussière et de fumée produit par les engins	Zone emprunt et zone de travaux	-	Min	Te	-arrosage des pistes de passage des engins
	Dégradation des sols	Le passage des engins rendra le sol purulent et la présence de crevasses augment l'érosion hydrique	Zone emprunt, de circulation et des travaux	-	Maj.	Te	-restauration des zones d'emprunt -entretien des pistes
	Accroissement des revenus	La création de nouveaux emplois sur le chantier et l'accroissement des activités marchandes avec la présence du personnel de l'entreprise	Villages d'accueil (Bomboré V3)	+	Moy	Te	-favoriser le recrutement de la main d'œuvre locale
	Pertes de bien individuel et collectif	L'inondation de 113 ha de terre engendrera des pertes de culture et de plantations	Zone d'influence du barrage et village riverain	-	Maj.	per	-compensation en terre aménagée
	Disponibilité	Présence d'un réservoir d'eau de 1,7	Zone du	+	Maj.	per	-suivi/entretien de l'ouvrage

Exploitation	d'une grande quantité d'eau	millions de m3 d'eau	barrage et population riveraines				mobilisation
	Existence d'une zone humide	Inondation d'une superficie de 88 ha par le plan d'eau de la retenue	Réservoir du barrage	+	Maj.	per	-suivi/entretien de l'ouvrage de mobilisation
	Amélioration de la recharge des nappes aquifères localisées	L'accroissement des débits d'infiltration dû à la charge créée par le barrage	alentour du barrage	+	Maj.	per	-suivi/entretien de l'ouvrage de mobilisation
	Constitution d'un écosystème riverain	Le microclimat créé par l'eau de la végétation ripicole et aquatique qui sera constituée	Réservoir et alentour du plan d'eau	+	Moy	per	-suivi/entretien de l'ouvrage de mobilisation -protection des berges et de la végétation
	Existence de site d'intérêt paysager	Les futurs aménagements hydro-agricoles de la zone	alentour du plan et des ouvrages	+	Moy	per	-mise en valeur des terres
	Accroissement des productions	La disponibilité de l'eau toute l'année, la possibilité de faire des cultures de contre saison et la pratique de nouvelles techniques culturales (irrigation), l'utilisation des sous produits pour l'alimentation du bétail	Zone du barrage	+	Maj.	per	-promotion de nouvelles technologies -organisation, formation et responsabilisation des acteurs

		contribueront à augmenter les rendements et l'existence de conditions propices pour la reproduction des poissons					-empoissonnement -délimitation de couloirs passages des animaux -création de zones pastorales
	Diversification des productions	L'introduction de nouvelle variété de spéculations grâce à l'irrigation	Zone d'influence du barrage	+	Maj.	per	-préservation des Resource hydrauliques -renforcement des compétences techniques des producteurs
	D'développement d'activités économiques	Disponibilité des produits et existence de marché de consommation	Zone d'influence du barrage, village Bomboré V3 et ville de Mogtéo	+	Maj.	per	-organisation des filières de production et de commercialisation

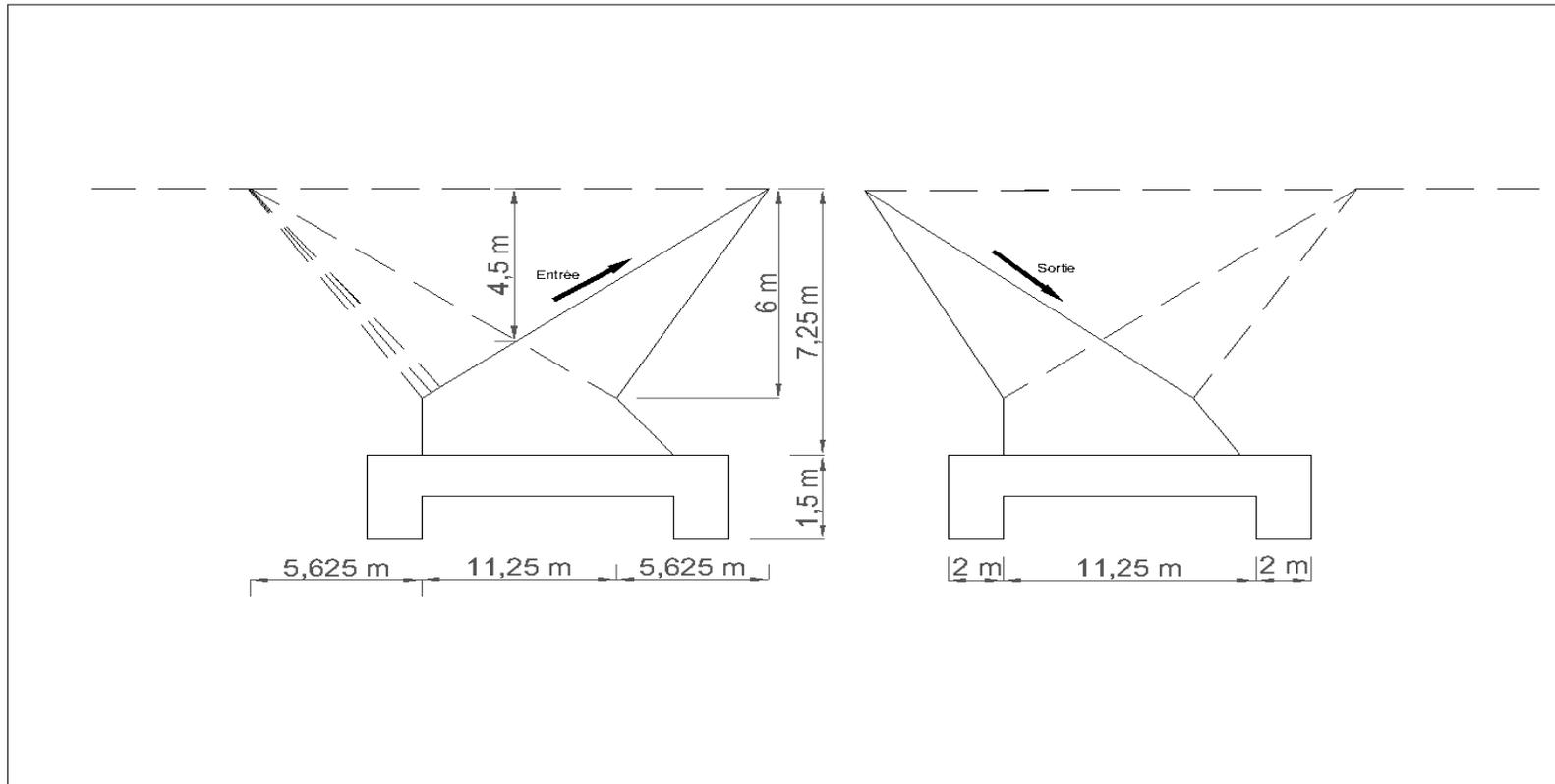
Phases du	impact	Causes /origines	Zone de l'impact	caractérisation	Mesure d'atténuation/optimisation
-----------	--------	------------------	------------------	-----------------	-----------------------------------

projet				A	B	C	
Exploitation	Accroissement des revenus des ménages	L'intensification de la production agricole et l'augmentation de la production piscicole permettront aux producteurs de vendre une partie de leur production	Zone d'influence du barrage	+	Maj.	per	-soutien à la production -appui à la commercialisation -développement d'activité génératrice de revenus
	Amélioration de la situation nutritionnelle	Disponibilité des produits variés (légumes, fruits) pour l'alimentation	Zone d'influence du barrage	+	Maj.	per	Information, éducation et communication (IEC) sur la nutrition
	Modification des écoulements de diminution des zones inondables	L'existence de la digue va diminuer les écoulements à l'aval du barrage	Aval du barrage	-	Maj.	te	Protection du cours aval de la rivière, renforcement des berges
	Destruction du paysage	Le défrichement des zones d'emprunt, de la cuvette du barrage et de l'emprise des ouvrages va détériorer le paysage de la zone	Cuvette du barrage, emprise des ouvrages et des zones d'emprunt	-	Maj.	per	-protection et restauration du couvert végétal -plantation d'espèces locales adaptées -Appui à la création de pépinière villageoise
	Dégradation de la faune	La destruction des quelques rares formations forestière,	Zone du barrage	-	Maj.	per	-restauration du couvert végétal -protection des berges

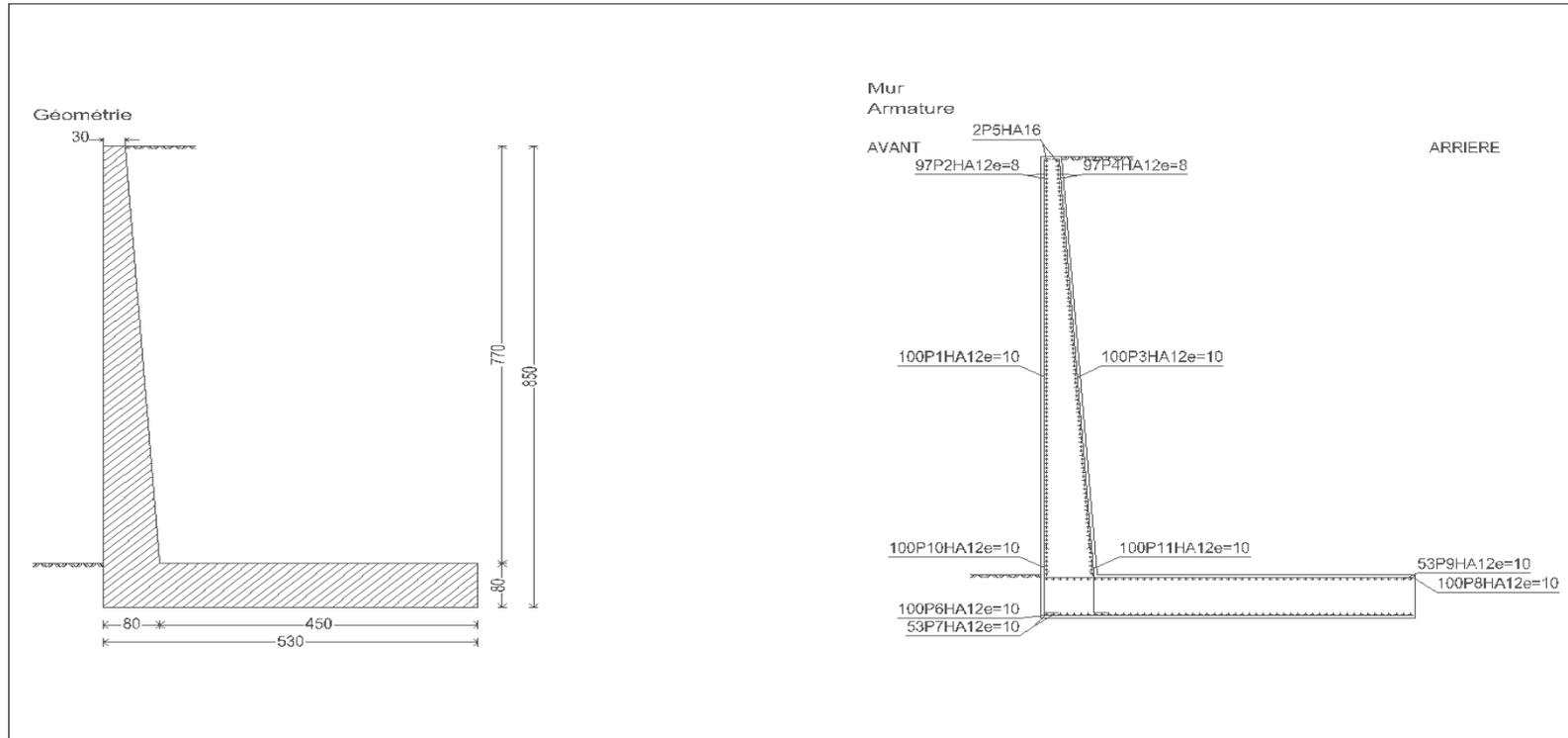
		l'implantation des périmètres maraichers autour du plan d'eau et la pression démographique					
Perte de surfaces utiles	L'inondation permanente d'une grande superficie de terres cultivables et des zones de pâturage	Emprise des ouvrages et du plan d'eau	-	Maj.	per	-intensification de la production agricole -développement de plantes fourragères	
Pollution des eaux	Le non maitrise de l'utilisation des produits chimiques dans l'agriculture, les déchets humains, animal et autres déchets solides	Réservoir du barrage	-	Moy	per	-utilisation de produits homologués -entretien du plan d'eau -construction de latrines -IEC sur l'utilisation des produits agro-chimique	
Pression foncière	La pression démographique et l'insuffisance de terres arables et de pâturage	Zone d'influence du barrage	-	Maj.	per	-défense de conservation des sols -promotion de la fumure organique	
Dégradation des sols	La destruction du couvert végétal, certaine mauvaise pratique culturale et le piétinement des animaux augmente l'érosion hydrique des sols	Alentours de la retenue	-	Maj.	te	-réalisation d'ouvrages de DRS-CES -vulgarisation de techniques agricoles -restauration du couvert végétal -délimitation de couloirs de passage des animaux	

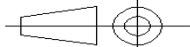
	Prévalence élevée du paludisme et de maladies diarrhéiques	La prolifération de moustiques du fait des eaux stagnantes, le déficit d'hygiène et d'assainissement, la consommation directe de l'eau du barrage et des aliments souillés	Zone de barrage et surtout chez les enfants	-	Maj.	per	<p>-IEC sur la santé</p> <p>-utilisation des moustiquaires imprégnées</p> <p>-consommation d'eau potable et d'aliments propres</p> <p>-utilisation des latrines</p>
	Réduction de la diversité spécifique du peuplement ichthyologique	La difficulté de remonter le cours d'eau. La diminution de la vitesse du courant à l'aval a réduit le développement des espèces rhéophiles au profit des espèces lenticques	Réservoir du barrage et à l'aval	-	Moy	per	<p>-création passe poisson</p> <p>-protection des berges</p> <p>-aménagement piscicole de zones frayères</p>

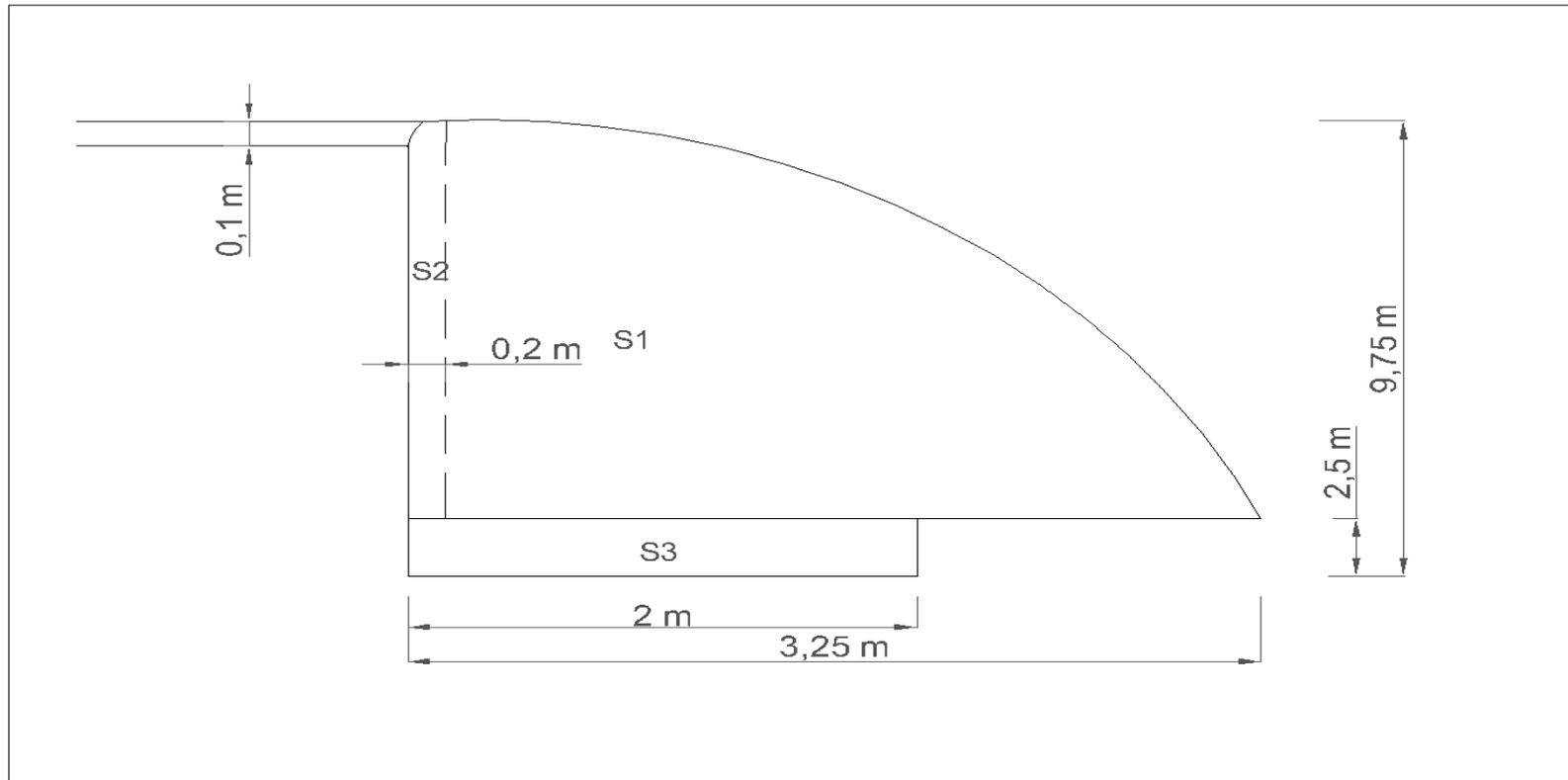
ANNEXE VI I : PLANS ET CARTES

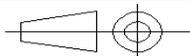


2iE	PLAN DU DEVERSOIR PIANO KEYS WEIRS		01
Master 2_S10			
Ech: 1/100		ZARE Salama	



2iE	PLAN DU MUR BAJOYER DU BARRAGE DE BOMBORE (V3)			02
Master 2_S10				
Ech: 1/100		ZARE Salama	24-09-2017	



2iE	PLAN DU DEVERSOIR CREAGER DU BARRAGE DE BOMBORE (V3)		03
Master 2_S10			
Ech: 1/100		ZARE Salama	

