



**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT-PROJET DETAILLE POUR
LA REHABILITATION DU BARRAGE DE NAABA ZANA,
COMMUNE DE KOU BRI, PROVINCE DU KADIOGO, AU
BURKINA FASO**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE
OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le 22 janvier 2020 par :

Cheick Ahmed Rahim SANFO (2013 0452)

Directeur de Mémoire : M. Moussa LO, Enseignant en Génie Civil et Hydraulique, 2iE
Maitre de Stage : M. Paul KABORE, Ingénieur du Génie Rural, DGIH

Structure d'accueil du Stage : Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH)

Jury d'évaluation du Mémoire :

Président : Dr. Dial NIANG

Membres et Correcteurs : Dr. Chaim Vivien DOTO
M. Célestin OVONO MEZUI
M. Moussa LO
M. Paul KABORE

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

Je dédie ce présent mémoire de fin d'étude à :

- ✚ Mon père **Moussa Sounkalo SANFO** pour toutes ces années d'efforts et de sacrifices, qui malgré les charges a toujours été là pour moi et a cru en moi ;
- ✚ Ma mère **Aminata SANFO** pour son soutien, ses prières, ses conseils et son attention particulière pour la réussite de ses enfants ;
- ✚ Mon petit frère **Abdallah SANFO** pour sa contribution ;
- ✚ **Nafissatou COMPAORE** pour son soutien et sa contribution ;
- ✚ A mes **Oncles** et **Tantes** qui ont toujours prié pour moi et qui m'ont soutenu ;
- ✚ A toute la famille **SANFO** pour leur soutien.

CITATION

<< Au centre de la difficulté se trouve l'opportunité...>> Albert EINSTEIN

REMERCIEMENTS

Nous exprimons ici notre gratitude à tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre ont contribué au bon déroulement de cette formation. Plus particulièrement à :

- ✚ Tout le corps professoral de l'Institut 2iE en particulier ceux qui ont contribué à notre formation ;
- ✚ M. TANGA Martin de la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH), pour toute l'aide qu'il nous a apporté dans nos recherches documentaires ;
- ✚ M. Moussa LO, mon encadreur interne au 2iE, pour son assistance, sa disponibilité et tous les conseils prodigués tout au long de ce présent mémoire ;
- ✚ A l'ensemble du personnel de la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH), pour l'accueil et le soutien témoigné à notre égard ;
- ✚ M. Paul KABORE, Ingénieur du Génie Rural à la DGIH qui a été mon maître de stage et m'a guidé dans mes travaux ;
- ✚ M. Aley SAOUTO, Ingénieur du Génie Rural pour son assistance ;
- ✚ Mademoiselle Alimata GUIGMA, Ingénieure en Génie Civil à SOGEA-SATOM Burkina-Faso
- ✚ Tous mes amis et camarades de 2iE ;
- ✚ A tous ceux qui de près ou de loin, ont œuvré pour l'aboutissement de ce travail et de notre formation, veuillez recevoir notre profonde gratitude.

RESUME

Ce document, est un mémoire d'ingénierie qui présente les résultats d'une étude technique pour la réhabilitation du barrage hydro-agricole de Naaba Zana dans la commune de Koubri au Burkina Faso. Les résultats montrent initialement après un diagnostic poussé que :

- ✚ Le barrage est constitué d'une digue homogène en terre compactée de 460 m de long et 3,35 m de hauteur, surmontée d'un mur parapet de 0,50 m lui donnant une hauteur totale de 3,85 m ;
- ✚ Le déversoir est latéral de type radier submersible constitué du même matériau, d'une longueur de 134,85 m, d'une largeur de 4,5 m, d'une hauteur de 3,35 m protégé en amont par du perré sec, en crête et à l'aval par des dalles en béton armé mobilisant 3 465 000 m³ d'eau. En plus de servir à évacuer l'excédent d'eau en toute sécurité, il est aussi utilisé comme voie de circulation.

Lors de notre étude, le débit de projet a considérablement augmenté passant à **381,15 m³/s** faisant passer ainsi la lame d'eau au-dessus du déversoir de **1,10 à 1,34 m** rendant l'ouvrage très vulnérable. Les contraintes topographiques de la zone nous poussent à garder la conception de la digue comme telle et à se tourner vers le déversoir. Les vérifications faites avec les anciennes dimensions du déversoir montrent une revanche de sécurité beaucoup trop faible par rapport à la normale. Suite à cela, nous obtenons une nouvelle longueur de déversoir de **210 m**, une charge au-dessus de **1 m** et une revanche satisfaisante de **0,62 m**. La vérification des contraintes et de la déformation verticale qui sont admissibles sur le radier donne des résultats acceptables avec une protection de dalles en béton armé de **0,20 m** d'épaisseur contenant des aciers **HA8**. Le coût total des travaux de réhabilitation s'élève à **298 207 653 FCFA**.

Mots Clés :

-
- 1 - Barrage**
 - 2 - Etude**
 - 3 - Koubri**
 - 4 – Naaba Zana**
 - 5 – Réhabilitation**

ABSTRACT

This document is an engineering dissertation which presents the results of a technical study for the rehabilitation of the Naaba Zana hydro-agricultural dam in the Koubri commune in Burkina Faso. The results initially show after a thorough diagnosis that:

- ✚ The dam consists of a homogeneous dike in compacted earth 460 m long and 3.35 m high, surmounted by a parapet wall of 0.5 m giving it a total height of 3.85 m;
- ✚ The spillway is a lateral and submersible raft type, made of the same material, 134.85 m long, 4.5 m wide, 3.35 m high protected upstream by dry rock, in crest and downstream by reinforced concrete slabs mobilizing 3 465 000 m³ of water. In addition to being used to evacuate excess water safely, it is also used as road for traffic.

During our study, the project flow considerably increased to **381.15 m³/s**, moving the water level over the spillway from **1.10 to 1.34 m** making the structure very vulnerable. The topographical constraints of the area lead us to keep the design of the dyke as such and to turn to the spillway. Checks made with the former dimensions of the spillway show a too low safety freeboard compared to normal. Following this, we obtain a new spillway length of **210 m**, load line above **1 m** and a satisfactory freeboard of **0.62 m**. Verification of allowable vertical constraints and deformations on the raft provides acceptable results with **0.20 m** thick reinforced concrete slab protection containing steels **HA8**. The total cost of the rehabilitation works in **298 207 653 FCFA**.

Key words:

-
- 1 - Dam**
 - 2 - Koubri**
 - 3 – Naaba Zana**
 - 4 – Rehabilitation**
 - 5 – Study**

FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE NAABA ZANA

Tableau I: Fiche technique du barrage de Naaba Zana

Etudes techniques/Ouvrages	Caractéristiques	Avant études de réhabilitation	Après études de réhabilitation
DONNÉES DE BASE	Localisation	Koubri, Région du centre	Koubri, Région du centre
	Coordonnées géographiques UTM	X = 679 437 Y = 1 349 443	X = 679 437 Y = 1 349 443
ÉTUDES HYDROLOGIQUES	Type de climat	Sahélien	Tropical sec
	P ₁₀ (mm)	84	108
	P ₁₀₀ (mm)	112	165
	Pluie moyenne annuelle (mm)	737	773,44
	Kr ₁₀ (%)	20,32	30,71
	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	274	381,15
BASSIN VERSANT	Superficie (Km ²)	598	680
	Périmètre (Km)	97,85	171
	Pente longitudinale (‰)	1,06	1,00
	Indice global de pente	1,43	1,46
	Type de relief	Faible	Faible
	Classe du relief	R1	R1
	Classe de perméabilité	P2	I ou P2
	Densité de drainage (Km/Km ²)	---	0,96
CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE	Côte de calage (m)	299,12	299,12
	Type	Radier submersible en terre compacté	Radier submersible en terre compacté
	Longueur déversante (m)	134,85	210
	Type de protection aval	Dalles en béton armé	Dalles en béton armé
	Type de protection amont	Perré sec et maçonné	Dalles en béton armé
	Hauteur d'eau en amont au PEN (m)	3,35	3,35
CARACTÉRISTIQUES DE LA RETENUE	Côte du PEN (m)	299,12	299,12
	Charge au-dessus du déversoir (m)	1,10	1
	Côte des PEH (m)	300,22	300,12

Études techniques/Ouvrages	Caractéristiques	Avant études de réhabilitation	Après études de réhabilitation
	Volume au PEN (m ³)	3 465 000	3 465 000
	Surface du plan d'eau (ha)	235	235
CARACTÉRISTIQUES DE LA DIGUE	Côte de la crête (m)	300,24	300,24
	Largeur en crête (m)	4,50	4,50
	Hauteur du mur parapet (m)	0,50	0,50
	Hauteur maximale (m)	3,85	3,85
	Pente Amont et type de protection	1V/2H protégé avec du perré sec	1V/2H protégé avec du perré sec
	Pente aval et type de protection	1V/2H protégé avec un revêtement latéritique	1V/2H protégé avec un revêtement latéritique
	Longueur de la digue sans le déversoir (m)	460	460
	Revanche (m)	0,52	0,62
	Hauteur d'eau en amont au PEN (m)	-	2,23

LISTE DES ABREVIATIONS

- 2iE** : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
- AICET** : Agence d'Ingénieur Conseil et d'Etudes Techniques
- APD** : Avant-Projet Détaillé
- BNDT** : Base Nationale des Données Topographiques
- CEMAGREF** : Comité Français des Grands Barrages
- CIEH** : Comité Interafricain des Etudes Hydrauliques
- DET** : Direction des Etudes et Travaux
- DGIH** : Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques
- EIER** : Ecole Inter-Etats des Ingénieurs de l'Equipement Rural
- ETM** : Evapotranspiration Moyenne
- ET0** : Evapotranspiration de référence
- ETP** : Evapotranspiration Potentielle
- FAO** : Food and Agriculture Organization
- GPS** : Global Positioning System
- IST** : Infection Sexuellement Transmissible
- LCPC** : Laboratoire Central des Ponts et Chaussés
- MST** : Maladie Sexuellement Transmissible
- NASA** : National Aeronautics and Space Administration
- OPN** : Optimum Proctor Normal
- ORSTOM** : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
- PEN** : Plan d'Eau Normal
- PHE** : Plus Hautes Eaux
- SAF** : Service Administratif et Financier
- SE** : Service Etudes
- SEMS** : Service Entretien, Maintenance et Sécurité
- SIDA** : Syndrome Immuno- Déficience Acquise
- SIG** : Système d'Information Géographique
- SSE** : Service Suivi et Exploitation
- ST** : Service Travaux
- VIH** : Virus Immuno- Déficience Acquise

SOMMAIRE

DEDICACES	ii
CITATION.....	iii
REMERCIEMENTS	iv
RESUME	v
LISTE DES ABREVIATIONS.....	ix
SOMMAIRE	1
LISTE DES FIGURES	6
INTRODUCTION.....	8
I. LA STRUCTURE D'ACCUEIL.....	9
I.1 Présentation de la DGIH.....	9
I.2 Création de la DGIH	9
I.3 Organigramme de la DGIH	9
I.4 Principales missions de la Direction des Opérations de Maintenance des Ouvrages Hydrauliques (DMOH).....	10
II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	11
II.1 Localisation de la zone d'étude	11
II.2 Le climat et la végétation	11
II.3 Le relief et le sol	12
II.4 Démographie.....	12
III. OBJECTIFS DU TRAVAIL	13
III.1 Objectif général.....	13
III.2 Objectifs spécifiques	13
IV. MATERIEL ET METHODOLOGIE DE CONCEPTION	13
IV.1 Matériels	13
IV.2 Méthodologie	14
IV.2.1 Etudes diagnostiques	14

IV.2.2	Etudes hydrologiques	14
IV.2.3	Etudes de la cuvette.....	20
IV.2.4	Vérification des ouvrages existants.....	23
IV.2.5	Dimensionnement de la digue.....	25
IV.2.6	Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	25
V.	RESULTATS	33
V.1	Etude diagnostique.....	33
V.1.1	Historique du barrage de Naaba Zana	33
V.1.2	Etat actuel du barrage	33
V.1.3	Causes et conséquences des dégradations rencontrées sur le barrage.....	35
V.2	Etude hydrologique.....	37
V.2.1	Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant.....	37
V.2.2	Analyse des données pluviométriques	38
V.2.3	Débit de projet.....	39
V.2.4	Estimation des apports.....	42
V.2.5	Etude de la cuvette	43
V.2.6	Estimation des besoins et des pertes	45
V.2.7	Synthèse des besoins en eau	46
V.3	Vérifications des ouvrages existants	47
V.3.1	Vérification des dimensions de la digue.....	47
V.3.2	Vérification des dimensions hydrauliques de l'évacuateur de crue.....	48
V.3.3	Vérification de la revanche libre.....	48
V.4	Propositions de réhabilitation	48
V.4.1	Proposition de réhabilitation de la digue du barrage.....	49
V.4.2	Proposition de réhabilitation de l'évacuateur de crue	49
V.4.3	Nouvelles dimensions après réhabilitations.....	50
V.5	Dimensionnement de la digue	50
V.5.1	La pente de talus	50
V.5.2	La largeur en crête L_c	50
V.5.3	La largeur en base L_f	51
V.5.4	Protection des talus amont et aval.....	51
V.5.5	Estimation du débit de fuite.....	51

V.5.6	Epaisseur du drain horizontal	51
V.5.7	Vérification de la revanche libre	51
V.5.8	Stabilité de la digue	52
V.6	Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	53
V.6.1	Stabilité de l'évacuateur de crue	53
V.6.2	Dimensionnement du bassin de dissipation.....	53
V.6.3	Caractéristiques des ouvrages de prise	54
V.6.4	Dimensionnement des dalles de protection	54
VI.	DISCUSSIONS ET ANALYSES.....	56
VI.1	Etude hydrologique	56
VI.2	Etude de la retenue.....	56
VI.3	La digue du barrage.....	56
VI.4	L'évacuateur de crue	57
VI.4.1	Justification du choix.....	57
VI.4.2	Difficultés de mise en œuvre et précautions à prendre	57
VI.5	Evaluation du coût de la réhabilitation.....	58
VI.6	Notice d'impact environnemental et social	58
VII.	CONCLUSION.....	59
VIII.	RECOMMANDATIONS - PERSPECTIVES.....	59
IX.	BIBLIOGRAPHIE.....	60
X.	ANNEXES	61
	ANNEXE I : DONNEES METEOROLOGIQUES	62
	ANNEXE III : ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX.....	104
	ANNEXE IV : EVALUATION DES COUTS TOTAUX DES TRAVAUX.....	109
	ANNEXE V : PLANS ET COUPES DES OUVRAGES	111

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I: Fiche technique du barrage de Naaba Zana	vii
Tableau II: Estimation des valeurs de revanche.....	24
Tableau III: Synthèse de l'étude diagnostique	36
Tableau IV: Caractéristiques physiques du bassin versant.....	38
Tableau V : Détermination de Kr_{70}	39
Tableau VI: Détermination de Kr_{100}	39
Tableau VII: Résultats de la méthode ORSTOM.....	40
Tableau VIII : Résultats de la méthode CIEH	41
Tableau IX : Résultats de la méthode du GRADEX	41
Tableau X: Estimation des apports liquides.....	42
Tableau XI: Apports solides	43
Tableau XII: Données Topographiques.....	43
Tableau XIII: Besoins en eau de la population	45
Tableau XIV: Besoins en eau pastoraux.....	45
Tableau XV: Choix des talus en fonction du type et de la hauteur.....	47
Tableau XVI: Largeur en crête avant réhabilitation.....	47
Tableau XVII: Calcul de la revanche par l'approche empirique.....	48
Tableau XVIII : Dimensions après réhabilitation	50
Tableau XIX: Largeur en crête après réhabilitation.....	51
Tableau XX: Résultats des dimensions du bassin de dissipation.....	53
Tableau XXI: Résultats de calculs de la déformation de la plateforme avec Alizé LCPC	54
Tableau XXII: Résultats de calculs de la déformation du béton.....	54
Tableau XXIII: Récapitulatif de l'estimation des coûts de réhabilitation.....	58
Tableau XXIV: Pluies journalières maximales.....	62
Tableau XXV: Pluies totales annuelles	63
Tableau XXVI : Données des températures.....	65
Tableau XXVII: Données de la vitesse du vent.....	66
Tableau XXVIII : données d'évaporation de la ville de Ouagadougou.....	67
Tableau XXIX : Données de la courbe hypsométrique.....	69
Tableau XXX: Données de calcul de la pente transversale	73
Tableau XXXI: Calculs de la dénivelée spécifique et caractérisation du relief.....	73

Tableau XXXII : Données d'ajustement par la loi de GUMBEL	74
Tableau XXXIII: Données d'ajustement par la loi de GAUSS	75
Tableau XXXIV: Paramètres de détermination du temps de cassure de l'hydrogramme de crue	82
Tableau XXXV: Coordonnées des points de l'hydrogramme de crue.....	82
Tableau XXXVI: Besoins en eau du gombo.....	86
Tableau XXXVII: Besoins en eau du riz.....	86
Tableau XXXVIII: Récapitulatif des besoins et pertes	87
Tableau XXXIX: Valeurs de D ₅₀ en fonction de la hauteur des vagues	89
Tableau XL: Liste des impacts environnementaux	104
Tableau XLI: Propositions de mesures d'atténuation pour les impacts.....	107
Tableau XLII: Devis estimatif et quantitatif des travaux	109

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de la DGIH.....	9
Figure 2: Carte de situation de la zone d'étude	11
Figure 3: Coupe d'un déversoir poids a profil creager,	26
Figure 4: Coupe du déversoir de Fondobo,.....	27
Figure 5: caractéristiques d'un bassin a ressaut.....	28
Figure 6: Rive droite de la digue enherbée	34
Figure 7: Crête de la digue affaissée	34
Figure 8: Fortes dégradations sur la crête de l'évacuateur de crue.....	34
Figure 9: Evacuateur de crue	34
Figure 10: Bac de réception aval.....	35
Figure 11 : Bassin versant de Naaba Zana	Figure 12: Carte des altitudes du
bassin versant de Naaba Zana	37
Figure 13: Stabilité des talus avec le logiciel GeoStudio 2012.....	52
Figure 17: Classification du relief en fonction de la pente longitudinale.....	70
Figure 18: Classification de la perméabilité des sols	71
Figure 19: Parametres de calcul du temps de base en zone tropical sèche (Source : Manuel FAO numéro 54, Page 65)	77
Figure 20: Solveur Excel pour le calcul de Y_n et Y_c	91
Figure 21: Abaque de détermination de l'enfoncement D	92
Figure 22: Bassin a ressaut de type II.....	95
Figure 23: Diagramme de MOODY, Source : Technique des petits barrages, P139.....	98
Figure 24: Contrainte tangentielle admissible du béton (Couche de roulement).....	101
Figure 25: Contrainte tangentielle admissible dans le béton de propreté.....	101
Figure 26: Déformation admissible du corps du déversoir.....	102
Figure 27: Profil en long de la digue	111
Figure 28: Coupe transversale de la digue.....	112
Figure 29: Profil en long du déversoir.....	113
Figure 30: Vus en plan du déversoir réhabilité	114
Figure 31: Coupe transversale du déversoir radier.....	115
Graphique 1: Courbe hypsométrique.....	37

Graphique 2: Courbe d'ajustement de GUMBEL par la loi de GAUSS	Graphique 3: Courbe d'ajustement	39
Graphique 4: Hydrogramme de crue		41
Graphique 5: Courbe hauteur-volume		44
Graphique 6: Courbe hauteur-surface.....		44
Graphique 7: Courbe d'exploitation du barrage		46

INTRODUCTION

Le Burkina Faso est un pays sahélien et enclavé, situé au cœur de l'Afrique occidentale. Il se trouve dans une zone climatique à faible pluviométrie. Ainsi, il est très vulnérable en matière d'eau. Dans les années 1920, les premières ressources en eau sont mobilisées pour apporter des solutions aux problèmes dus au manque d'eau.

Malgré les efforts du gouvernement, le problème de gestion des eaux de surface demeure et menace sérieusement l'économie du pays. Pour y remédier, des ressources en eau ont encore été mobilisées à travers la construction de milliers de barrages et de retenues d'eau à partir des années 1970.

Au fil des années, un nombre important de ces ouvrages a connu diverses dégradations au cours de leurs fonctionnements ou suite à leur mauvaise conception et construction. L'un des barrages concernés est le barrage de Naaba Zana de la commune de Koubri dans la province du Kadiogo qui se trouve actuellement dans une situation d'urgence.

En 2005 la digue du barrage fut immergée et manque de céder. Suite à cet incident, le Ministère de l'Eau et de l'Assainissement à travers une politique nationale en matière de sécurité alimentaire et de lutte contre la pauvreté dans le milieu rural a confié des études de réhabilitations du barrage au bureau d'études Agence d'Ingénieur Conseil et d'Etudes Techniques (AICET), sous le contrôle de la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH). Après plusieurs années de fonctionnement, les ouvrages du barrage ont encore subi d'énormes dégradations l'empêchant d'accomplir pleinement ses fonctions. Suite aux plaintes des populations sur les problèmes que rencontrent le barrage, la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) a effectué une visite de terrain le 29 mars 2019 pour faire un constat de la situation d'urgence et entreprendre des procédures afin mener des travaux de réhabilitations.

C'est dans ce contexte que se déroulera notre mémoire de fin d'études qui a pour thème :

<< Etudes techniques d'avant-projet détaillé pour la réhabilitation du barrage de Naaba Zana, commune de Koubri, province du Kadiogo au BURKINA FASO >>.

L'organisation du mémoire se présente comme suit :

Dans la première partie, nous présentons les différents objectifs du projet. Ensuite, nous décrivons le matériel et la méthodologie utilisés. En troisième partie, les résultats et les discussions liés aux propositions de réhabilitation sont présentés. La dernière fera cas des recommandations, d'une étude d'impact environnemental, de la bibliographie et des annexes.

I. LA STRUCTURE D'ACCUEIL

I.1 Présentation de la DGIH

La Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques, en abrégé DGIH localisée à Ouaga 2000 en face de la salle des Banquets est un établissement public de l'Etat à caractère administratif, doté de la personnalité morale et de l'autonomie de gestion. La DGIH, dans le cadre de la politique Gouvernementale a pour principale mission, d'élaborer et de suivre la mise en œuvre des politiques et stratégies nationales dans les domaines des infrastructures hydrauliques (ouvrages de mobilisations, de gestions, et de distribution des ressources en eau), en relation avec les structures du département et celles des ministères techniques concernés. L'étude de notre projet se fait plus précisément à la Direction des Opérations de Maintenance des Ouvrages Hydrauliques (DMOH).

I.2 Création de la DGIH

Les attributions, l'organisation et le fonctionnement de la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques sont régis par l'arrêté Numéro 2016-63 portant sur l'attribution, l'organisation et le fonctionnement de la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques conformément au décret numéro 2016-342/PRES/PM/MEA du 04 mai 2016 du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement.

I.3 Organigramme de la DGIH

La DGIH est structurée de la manière suivante :

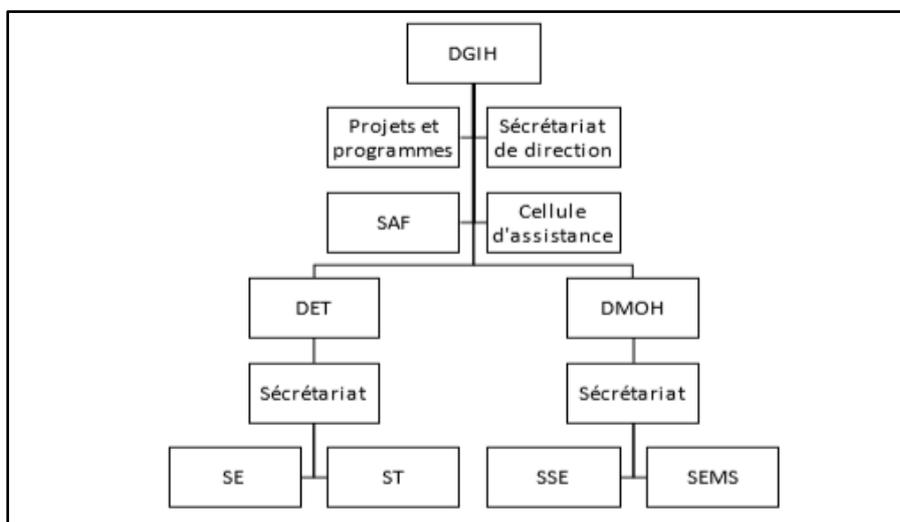


Figure 1: Organigramme de la DGIH

I.4 Principales missions de la Direction des Opérations de Maintenance des Ouvrages Hydrauliques (DMOH)

Les missions de la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques dans le cadre de la politique du gouvernement et des directives qu'elle reçoit à travers la Direction des Opérations de Maintenance des Ouvrages Hydrauliques (DMOH) sont :

- Promouvoir, en relation avec les services partenaires, l'organisation des acteurs dans le domaine de l'entretien et de la maintenance des ouvrages et infrastructures hydrauliques ;
- Mener toutes les études visant l'entretien et la maintenance des ouvrages de mobilisation des ressources en eau de surface ;
- Apporter toute l'assistance aux collectivités locales et démembrements de l'Etat en matière d'entretien, de maintenance et d'exploitation des ouvrages et infrastructures de mobilisation des ressources en eau de surface ;
- Suivre et contrôler la qualité ainsi que le fonctionnement des ouvrages et infrastructures de mobilisation des eaux de surfaces ;
- Assurer le suivi de l'exploitation, l'entretien, la maintenance, la sécurité et la réhabilitation des ouvrages et infrastructures hydrauliques.

II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 Localisation de la zone d'étude

Le site du barrage se trouve dans le village de Naaba Zana d'où l'appellation « **barrage de Naaba Zana** ». Le village se situe dans la région du Centre au Burkina Faso, dans la province du Kadiogo plus précisément dans la commune de Koubri à une distance de 31 Km de Ouagadougou.

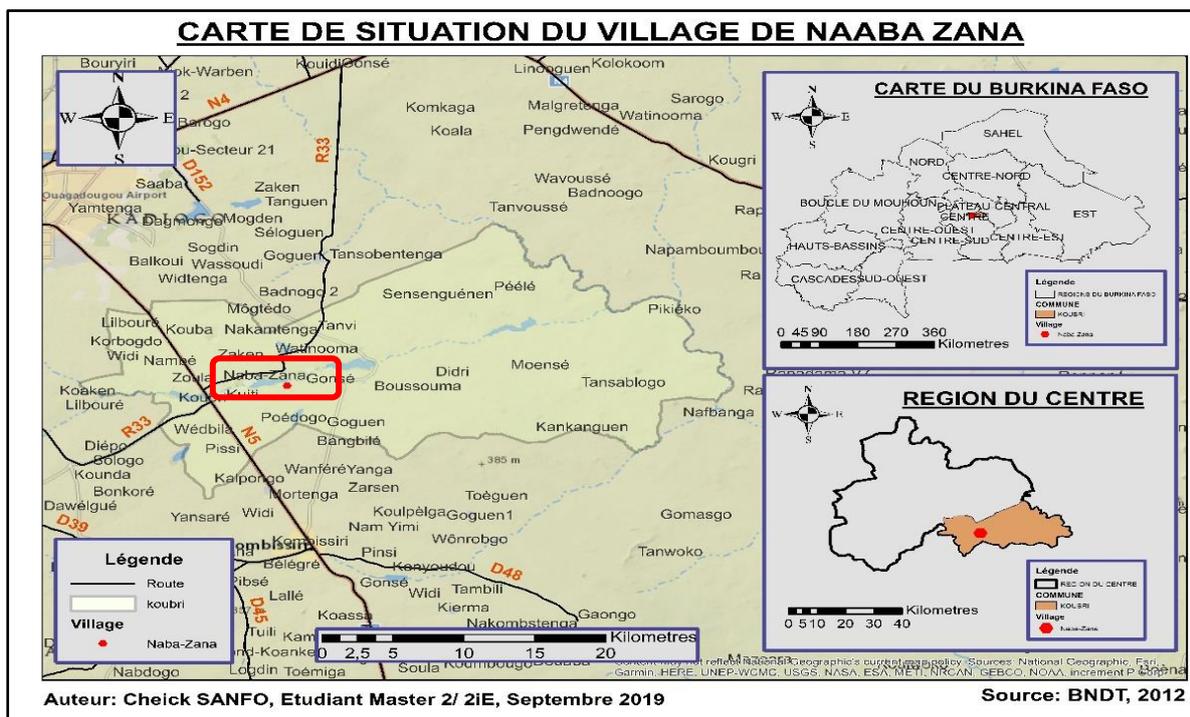


Figure 2: Carte de situation de la zone d'étude

II.2 Le climat et la végétation

La station synoptique la plus proche du site est celle de Ouagadougou (Aéroport). La zone d'étude se situe dans la partie centrale du Burkina Faso à l'intérieur du grand bassin du Nakambé. Elle est caractérisée par un climat tropical sec marqué par l'alternance d'une saison sèche de 7 mois (Novembre à Mai) et d'une saison des pluies de 5 mois (Juin à Octobre). La pluviométrie maximale se situe dans le mois d'Août (221,2 mm).

Concernant la végétation, le couvert végétal le plus dominant est la savane arbustive claire parsemée de quelques grands arbres et une strate herbacée.

II.3 Le relief et le sol

Le barrage se situe dans la région du centre du Burkina, particulièrement sur un relief peu accidenté dans le bassin du Nakambé. Deux principaux types de sols ont été observés sur le site :

- ✚ **Les sols sablo-argileux** : Ces types de sols sont les plus dominants et se rencontrent dans l'environnement immédiat du barrage (rive gauche et droite ; amont et aval). Ils sont entraînés dans la cuvette du barrage par le ruissellement des eaux concourant ainsi à son envasement.
- ✚ **Les sols argileux compacts** : Ces types de sols se rencontrent plus à l'aval du barrage, et se présentent sous la forme de sols compacts en surface.

II.4 Démographie

Lors du recensement administratif de l'année 2004, le village de Naaba Zana comptait 637 habitants dont 331 hommes et 306 femmes. Deux ans après (en 2006) un autre recensement est fait et on y compte environ 685 habitants. A ce jour, nous estimons la population à 1449 habitants.

III. OBJECTIFS DU TRAVAIL

III.1 Objectif général

L'objet de ce présent mémoire est la proposition d'une étude technique d'avant-projet détaillé, fournir un dossier technique comportant les pièces écrites et dessiner les plans permettant de réaliser les travaux de réhabilitation du barrage de Naaba Zana. Le but de l'étude est de proposer des solutions techniques pour la réhabilitation des ouvrages de ce barrage.

III.2 Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques de l'étude se présentent de la manière suivante :

- ✚ Faire une étude diagnostique ;
- ✚ Concevoir, dimensionner les différents ouvrages du barrage et proposer les différents plans d'exécutions ;
- ✚ Elaborer un dossier d'étude d'impact environnemental et social ;
- ✚ Estimer le coût des travaux de réhabilitation ;

IV. MATERIEL ET METHODOLOGIE DE CONCEPTION

IV.1 Matériels

En fonction des objectifs à atteindre, nous avons utilisé un ensemble de matériels qui seront présentés de la manière suivante :

- ✚ **L'étude diagnostique** : un appareil photo a été utilisé afin de mieux visualiser certaines pathologies qui n'auront pas été perçues sur le terrain immédiatement. Le ruban a permis de prendre des mesures de distances. Les coordonnées géographiques de la digue sur le terrain ont été relevées à l'aide d'un GPS.
- ✚ **Etudes de base** : elles regroupent les études hydrologiques (logiciel HYFRANPLUS), l'estimation des besoins en eau des populations, des plantes (CROPWAT 8.0), des animaux et l'estimation des différentes pertes en eau.
- ✚ **La délimitation du bassin versant** : les images satellitaires prises sur Google Earth Pro ont permis de mener une étude sommaire sur la présentation du barrage de Naaba Zana. Après avoir transmis ces données sur le site de la NASA puis sur ArcGIS, il a été ressorti la délimitation du bassin versant et du réseau hydrographique.

- ✚ **L'élaboration des cartes :** le logiciel ArcGIS et les données de la BNDT ont facilités l'élaboration des différentes cartes concernant le bassin versant et la situation de la zone d'étude.
- ✚ **Vérification de la stabilité du remblai de la digue :** elle a été faite avec le logiciel GeoStudio.
- ✚ **Les calculs et la rédaction :** à l'aide de Excel il a été créé des programmes pour faciliter les calculs et la rédaction s'est faite sur Microsoft Word.
- ✚ **Elaboration des plans :** les plans de coupes ont été réalisés avec le logiciel de dessin AutoCAD 2014.
- ✚ **Vérification des contraintes et déformations sur le déversoir radier submersible :** logiciel Alizé-LCPC

IV.2 Méthodologie

IV.2.1 Etudes diagnostiques

Les études diagnostiques ont été faites lors des visites de terrain dans le village de Naaba Zana le 25 septembre 2019 où les ouvrages du barrage ont été identifiés et inspectés. Ces inspections nous permettent de constater d'éventuelles dégradations dont nous donnerons les causes, les conséquences et des solutions. Le projet de réhabilitation repose pleinement sur les résultats des études diagnostiques.

IV.2.2 Etudes hydrologiques

☐ Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant

Surface et Périmètre du bassin versant : ces paramètres ont été déterminés à l'aide des logiciels ArcGIS 10.5 et Google Earth Pro.

Indice de compacité de Gravelus I_{comp} : il est également appelé coefficient de forme et correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie. Cet indice est exprimé par la formule suivante :

$I_{comp} = 0,282 \times \frac{P}{S^{0,5}}$	<p>P = Périmètre en Km S = Superficie du bassin versant en Km²</p>
---	---

Le rectangle équivalent : c'est la longueur du rectangle ayant la même surface et le même périmètre que le bassin. Elle est obtenue par la relation suivante :

$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{(P^2 - 16 \times S)}}{4}$	<p>S = Superficie du bassin versant en Km² P = Périmètre en Km</p>
$l_{eq} = \frac{P - \sqrt{(P^2 - 16 \times S)}}{4}$	<p>L_{eq} = Longueur du rectangle équivalent en Km l_{eq} = Largeur du rectangle équivalent en Km</p>

Densité de drainage : la densité de drainage est le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la surface du bassin versant. Son expression se présente comme suit :

$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	<p>$\sum L_i$ = Longueur totale des cours d'eau en Km S = Superficie du bassin versant en Km² D_d = Densité de drainage en Km/Km²</p>
----------------------------	--

Pente transversale : elle est obtenue en faisant la moyenne de quatre à six pentes transversales déterminées sur le bassin versant.

Indice global de pente : il caractérise le relief du bassin versant et est obtenu par la formule suivante :

$I_g = \frac{\Delta H}{L_{eq}}$	<p>L_{eq} = Longueur du rectangle équivalent en Km ΔH = Différence d'altitude à 5 et à 95% en m I_g = L'indice global de pente en m/Km</p>
---------------------------------	--

Dénivelée spécifique : elle nous permet entre autres de définir les différents types de relief et s'exprime en mètres. Son expression est la suivante :

$D_s = I_g \times \sqrt{S}$	<p>I_g = Indice global de pente en m/Km S = Superficie du bassin versant en Km²</p>
-----------------------------	--

Répartition hypsométrique : elle permet de construire la courbe hypsométrique qui représente la répartition de la superficie du bassin versant en fonction de l'altitude et fournit une vue synthétique de la pente globale, donc du relief.

Indice global de pente corrigé : il est calculé lorsque la pente transversale est trop différente (> 20%) de la pente longitudinale. Son expression est la suivante :

$I_{gcorr} = \frac{(n - 1)I_g + I_t}{n}$	<p>I_t et I_g = Respectivement la pente transversale et l'indice global de pente en m/Km</p> <p>n = Coefficient en fonction de la longueur du rectangle équivalent</p>
--	---

Pente longitudinale I : elle est fonction de la superficie du bassin versant et est calculée à partir de la formule simplifiée de GRESILLON :

$I = \frac{0,026}{S^{0,5}}$	<p>S = Superficie du bassin versant en Km²</p> <p>I = Pente longitudinale en ‰</p>
-----------------------------	---

❑ Analyse des données pluviométriques

Les données pour l'étude ont été recueillies de la station de Ouagadougou (Aéroport). Celles de la série pluviométrique annuelle ont été ajustées avec la Loi de GAUSS (54 valeurs) et celles de la série de pluies maximales journalières ont été ajustées avec la loi de GUMBEL (55 valeurs). Ces ajustements ont été faits grâce au logiciel HYFRANPLUS qui est un logiciel adapté à l'analyse des données pluviométriques et hydrologiques.

❑ Débit de projet

Un ensemble de méthodes sera utilisé pour arriver au débit de projet. Deux méthodes seront utilisées pour le calcul du débit décennal et une autre pour passer au débit centennal. Les deux premières sont celles de ORSTOM et du CIEH. La dernière qui permettra de passer au débit centennal est celle du GRADEX.

Méthode ORSTOM

Cette méthode résolument déterministe est fondée sur un modèle global pluie-débit et sur la théorie de l'hydrogramme unitaire. On considère que le bassin versant constitue une entité homogène, tant en ce qui concerne les apports pluviométriques que ses caractéristiques physiques.

Pour ce modèle, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation suivante :

$Q_{r10} = m \times A \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times \frac{S}{T_{b10}}$	<p>S = Superficie du bassin versant en Km²</p> <p>P_{10} = Pluie journalière maximale décennale (mm)</p> <p>K_{r10} = Coefficient de ruissellement décennal (%)</p> <p>T_{b10} = Temps de base de la crue décennale (mn)</p>
---	---

	<p>A = Coefficient d'abattement (%)</p> <p>m = Coefficient majorateur (égale 1,15 car grand bassin imperméable)</p> <p>α_{10} = Coefficient de pointe décennal pris égale à 2,60</p>
--	--

➤ **Le coefficient d'abattement A**

Le coefficient d'abattement A est un coefficient de réduction qui permet de passer, pour une fréquence donnée, d'une hauteur ponctuelle à une hauteur moyenne calculée sur une certaine superficie et située dans une zone pluviométrique homogène. (FAO, 1998) (Page13)

$A = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 \times P_{an})}{1000} \right] \text{Log}_{10}(S)$	<p>P_{an} = Pluie moyenne annuelle en mm</p> <p>S = Superficie du bassin versant en Km²</p>
--	---

➤ **Coefficient de ruissellement K_{r10}**

Encore appelé coefficient de ruissellement décennal, il est obtenu après détermination des paramètres suivants :

<p>$K_{r70} = K_{r100} = \frac{a}{s+b} + c$ Et $T_{b10} = a \times S^x + b$ en fonction du type de climat et de la superficie du bassin versant supérieur à 7 km.</p>

Par extrapolation, nous trouvons une expression de K_{r10} qui est la suivante :

$K_{r10} = K_{r100} - \frac{(K_{r100} - K_{r70}) \times (100 - P_{10})}{100 - 70}$
--

➤ **Temps de base**

Exprimé en minutes, c'est le temps compris entre le début et la fin du ruissellement rapide. Pour l'obtenir, nous allons considérer deux intervalles de pentes globales et faire une interpolation linéaire :

Pour $I_g = 1^0/00$, $T_{b10.1}$ = temps de base pour $I_g = 1^0/00$, $T_{b10.3}$ = temps de base pour $I_g = 3^0/00$

$T_{b10.1} = 560 \times S^{0,36} + 400$ $T_{b10.3} = 325 \times S^{0,36} + 315$

Après une interpolation linéaire entre ces deux valeurs nous obtenons une valeur du temps de base pour la zone d'étude considérée.

➤ Temps de montée

Il représente le temps qui s'écoule entre le début du ruissellement et le maximum de la crue. Pour l'obtenir, nous utiliserons la formule admise pour la zone tropicale sèche. Il s'exprime en minutes.

$$T_{m10} = 0,33 \times T_{b10}$$

Méthode CIEH

C'est une méthode statistique proposée par Puech et Chabi-Gonni en 1983 et basée sur 162 bassins versants dont l'origine vient essentiellement du recueil de Dubreuil (1972) sur les bassins expérimentaux.

La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de point Q_{10} est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme suivante :

$Q_{10} = a \times S^s \times P_{an}^p \times I_g^i \times K_r^k \times D_d^d$	Q_{10} = Crue décennale (m^3/s) S = Superficie du bassin versant (Km^2) K_{r10} = Coefficient de ruissellement décennal (%) P_{an} = Pluviométrie annuelle (mm) D_d = Densité de drainage (Km^{-1})
--	---

Nous utiliserons des formules de régressions pour la zone du Burkina Faso (**Equations 39 et 40**) et en fonction du découpage climatique (**Equations 2 et 10**) :

<p>Equation N°2: $Q_{10} = 2,03 \times S^{0,590} \times I_g^{0,588}$</p> <p>Equation N°10: $Q_{10} = 0,0833 \times S^{0,696} \times I_g^{0,953} \times K_{r10}^{0,534}$</p> <p>Equation N° 39: $Q_{10} = 0,254 \times S^{0,462} \times I_g^{0,101} \times K_{r10}^{0,976}$</p> <p>Equation N° 40: $Q_{10} = 0,410 \times S^{0,425} \times K_{r10}^{0,923}$</p>
--

Une moyenne de ces quatre valeurs sera faite pour trouver le débit décennal par la méthode CIEH.

Méthode du GRADEX

Cette méthode permet le passage du débit décennal au débit projet sous une forme linéaire. L'expression générale de la méthode du GRADEX se présente sous la forme :

$C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}}$	Q_{100} = Crue centennale (m^3/s) Q_{10} = Crue décennale (m^3/s) C_{100} = Coefficient centennal P_{10} = Pluie journalière maximale décennale (mm)
---	---

$Q_{100} = C_{100} \times Q_{10}$	P_{100} : Pluie journalière maximale de la période de retour de 100 ans (mm) T_b : Temps de base de la crue décennale (mn) K_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal (%)
-----------------------------------	--

Il sera retenu le maximum des débits décennaux pour le calcul du débit projet.

Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de la crue de projet est donné par l'hydrogramme schématique en tronçons linéaires proposés par GRESILLON, HERTER et LAHAYE. Il montre la variation du débit en fonction du temps durant une crue. Cet hydrogramme est construit à partir du temps de base et du temps de montée des eaux.

□ Etude des apports

Apports liquides

Pour éviter un surdimensionnement inutile et coûteux, il est important de connaître les apports annuels qui vont permettre de dimensionner des réservoirs adaptés aux caractéristiques hydrologiques du bassin versant. Compte tenu de l'absence des données hydrométriques d'une part et de la situation géographique (**zone tropicale sèche**) d'autre part du site d'étude, la méthode de Rodier est retenue pour la détermination des apports annuels du bassin versant de Naaba Zana.

Il s'agit d'estimer en volumes les apports d'eau du bassin versant afin de s'assurer du remplissage de la retenue, méthode basée sur le principe de bassin type pour évaluer les écoulements annuels des bassins versants appartenant au sahel africain ou à la zone tropicale sèche (**Rodier, 1975**).

Selon la superficie, le sol, le relief et la densité de drainage, le bassin type correspondant au bassin versant de Naaba Zana est celui de Boulssa (Burkina Faso), dont les caractéristiques sont :

$S = 1010 \text{ km}^2$; $D_d = 1,10 \text{ km/km}^2$; $P_{med} = 775 \text{ mm}$; $K_{med} = 3,9\%$ avec un sol argilo-sableux.

Nous procéderons comme suit pour la détermination du coefficient d'écoulement :

En ayant des valeurs : $P(0,9) = 580 \text{ mm}$, $L(0,9) = 14 \text{ mm}$, $K_e(0,9) = 2,4 \%$ du bassin type de Boulssa nous pouvons procéder par interpolation pour déterminer la valeur de la lame d'eau écoulée correspondant au quantile considéré. En étant en zone tropicale sèche, la pluviométrie médiane peut être prise sensiblement égale à la pluviométrie moyenne annuelle (**FAO, 1998**) (**Page115**). Le coefficient d'écoulement et le volume écoulé sont déterminés par les formules suivantes :

$$K_e(\%) = \frac{\text{Lame écoulee (mm)}}{\text{Quantile(mm)}}$$

$$V(m^3) = S(m^2) \times K_e(\%) \times \text{Quantile(m)}$$

Apports solides

Les apports solides seront estimés avec trois méthodes différentes et le résultat final sera retenu en faisant la moyenne des deux méthodes ayant les résultats les plus proches. Ces trois méthodes nous donnent chacune une valeur de la dégradation spécifique. A partir de cette valeur de dégradation spécifique, le volume des apports solides peut être estimé par la relation suivante :

$V_s = D \times S$	<p>S = Superficie du bassin versant (km²)</p> <p>D = Dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)</p> <p>V_s = Volume des dépôts solides (m³/an)</p>
--------------------	---

➤ Formule de KARAMBIRI

$D = 137 \times \left(\frac{P_{an}}{700}\right)^{-2,2} \times S^{-0,05} \times (0,25 + 1,13 \times (h + r))^{1,15}$	<p>h = Paramètre anthropique, pris égale à 0,55 (bassin versant comportant des petites villes et des villages moyens)</p> <p>r = Paramètre morphologique, pris égale à 0,25 (relief faible)</p> <p>P_{an} = Pluviométrie moyenne annuelle (mm)</p> <p>S = Superficie du bassin versant (km²)</p>
---	---

➤ Formule de EIER-CIEH ou GRESILLON

$D = 700 \times \left(\frac{P_{an}}{500}\right)^{-2,2} \times S^{-0,1}$	<p>P_{an} = Pluviométrie moyenne annuelle (mm)</p> <p>S = Superficie du bassin versant (km²)</p> <p>D = Dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)</p>
---	--

➤ Formule de GOTTSCALK

$D = 260 \times S^{-0,1}$	<p>S = Superficie du bassin versant (km²)</p> <p>D = Dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)</p>
---------------------------	---

IV.2.3 Etudes de la cuvette

☐ Courbe hauteur-volume-surface

Les données topographiques nous permettent de reconstituer la courbe Hauteur-Volume-Surface du barrage. Le volume partiel est obtenu par la relation suivante :

$V_{i+1} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times h$	<p>V_{i+1} = Volume du bassin versant en m³</p> <p>S_n = Surface du plan d'eau correspondant à la courbe n en ha</p> <p>S_{n+1} = Surface du plan d'eau correspondant à la courbe n+1 en ha</p> <p>h = Dénivelée entre deux courbes de niveau n et n+1 en m</p>
--	--

□ Estimation des besoins et des pertes

Pour une meilleure gestion de la ressource en eau de la cuvette, une évaluation des besoins et des pertes doit être faite. Pour les besoins nous avons les besoins des populations, les besoins pastoraux, et les besoins d'irrigation pour les cultures. Les pertes quant à elles regroupent les pertes par infiltration et par évaporation.

Besoins humains

Ils sont estimés en fonction du nombre d'habitant de la zone et la consommation journalière de chaque habitant. La zone du projet étant une zone rurale, une consommation estimative de **20 l/jr/habitant** sera choisie pour l'estimation des besoins. L'actualisation de la population a été faite par l'équation suivante :

$P_n = P_0 (1 + \delta)^n$	<p>P_n = Population à l'échéance du projet (horizon 2030)</p> <p>P_0 = Population initiale</p> <p>n = Nombre d'années</p> <p>δ = Taux d'accroissement de la population en %</p>
----------------------------	--

Besoins pastoraux

Ils sont fonction du nombre de tête présent dans la région et de la consommation journalière en fonction du type d'animaux. Une consommation de **40 l/jr** sera allouée aux gros ruminants et environ **5 l/jr** pour les petits. L'actualisation de la population des animaux est faite avec la même formule de projection que pour les humains.

Besoins agricoles

A l'aval du barrage se trouve un périmètre de **13,4 hectares**. Pour une meilleure exploitation agricole et une meilleure gestion de l'eau du barrage il est nécessaire de réévaluer les besoins des cultures.

L'arrêt effectif des pluies se situe en fin octobre et à cette date on considère que le barrage est plein. On suppose que les prélèvements d'eau dans la retenue commencent de façon sensible le 1^{er} jour du mois de novembre, date de début des cultures de contre-saison (maraîchage). Pour

plus de sécurité, il sera considéré les besoins en eau de la plante la plus contraignante c'est-à-dire le **gombo frais**, sur les **13,4 hectares** pour l'évaluation des besoins en eau sans oublier la culture du riz qui se fait au mois de novembre.

Les besoins en eau sont déterminés par les différentes relations suivantes :

$P_e \text{ (mm)} = \begin{cases} 0 & \text{si } P < 5 \text{ mm} \\ P & \text{si } 5 < P < 20 \text{ mm} \\ P - (0,15 \times P - 3) & \text{si } P > 20 \text{ mm} \end{cases}$ $B_n = K_c \times ET_0 - P_e$ $B_b = 10 \times \frac{B_n}{E_a}$	<p>P_e = Pluie efficace et P = Pluie mensuelle en mm</p> <p>B_n = Besoins net de la culture en eau en mm</p> <p>K_c = Coefficient cultural de la culture</p> <p>ET_0 = Evapotranspiration d'une culture en mm</p> <p>B_b = Besoins brutes des cultures en mm</p> <p>E_a = Efficience global prise à 0,5 pour l'irrigation gravitaire</p>
--	---

Pertes par évaporation

Plusieurs méthodes de calcul permettent d'approcher les valeurs de l'évaporation que subit un plan d'eau libre. Dans notre cas nous retenons la méthode de BERNARD POUYAUD (1985) qui correspond à des conditions climatiques sahéliennes et tropicales sèches. Les données utilisées pour l'estimation des pertes par évaporation sont répertoriées dans les annexes. (*Voir Annexe 1*)

$E_{Lac} = 1,664 \times E_{Bac}^{0,602}$	<p>E_{Lac} = L'évaporation de la nappe d'eau libre en mm/j</p> <p>E_{Bac} = L'évaporation du bac classe A en mm/j</p>
--	---

Pertes par infiltration

L'infiltration moyenne au Burkina Faso est comprise entre 1 et 3 mm. Compte tenu du fait que ce n'est pas un nouveau barrage et que l'infiltration diminue avec le temps, l'infiltration moyenne journalière sera prise égale à 2 mm/j.

❑ Courbe d'exploitation

La courbe hauteur–volume sera utilisée pour évaluer la disponibilité de la ressource en eau en prenant en compte les différents besoins et pertes. Cette approche nous a permis d'établir la courbe d'exploitation de la retenue en prenant comme point de départ le mois de novembre où

la retenue est pleine. Cette simulation se fait mois par mois en retranchant à la fois les pertes et les besoins.

IV.2.4 Vérification des ouvrages existants

❑ Vérification des dimensions de la Digue

Les pentes de talus

Le barrage de Naaba Zana est un petit barrage d'une hauteur de **3,85 m** au total en prenant en compte le mur parapet de **0,5 m**. Le choix des talus se fait en fonction de la hauteur du barrage et du type de barrage.

La largeur en crête

La largeur en crête de la digue d'un barrage doit être suffisante pour laisser passer les engins notamment pour la finition de l'ouvrage et son entretien plu tard. Pour la vérification de sa dimension, elle se fera avec les formules empiriques suivantes :

Formule de KNAPPEN	$L_c = 1,65 \times \sqrt{H}$	H = Hauteur du barrage en m
Formule de PREECE	$L_c = 1,1 \times \sqrt{H} + 1$	L _c = Largeur en crête en m

La largeur en base L_f

Elle est déterminée à partir de la formule suivante et s'exprime en mètres :

$L_f = L_c + \frac{H_d}{\tan \alpha_1} + \frac{H_d}{\tan \alpha_2}$	L _c = La largeur en crête de la digue en m
	H _d = La hauteur de la digue en m
	α ₁ et α ₂ les angles d'inclinaison des talus en degré

❑ Vérification des dimensions hydrauliques de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue est un ouvrage de sécurité qui permet d'éviter le débordement non contrôlé de la retenue et protège le barrage ainsi que ses ouvrages annexes contre un déversement qui pourrait causer des dégâts non négligeables.

A partir du débit de dimensionnement du barrage, nous allons déterminer la lame d'eau passant au-dessus du déversoir actuel en se mettant dans les conditions d'un déversoir noyé :

$Q = m \times L \times \sqrt{2g} \times h^{3/2}$	Q = Débit de projet (m ³ /s)
	h = Lamme d'eau passant au-dessus du déversoir (m)
	L = Longueur du déversoir (m)

$h = \left[\frac{Q}{m \times L \times \sqrt{2g}} \right]^{2/3}$	$g =$ La pesanteur (9,81 m/s ²)
--	---

❑ Vérification de la revanche libre

La revanche libre est la tranche comprise entre le PHE et la crête de la digue du barrage. Cette hauteur tient compte du risque de débordement. Le calcul de la revanche va donc considérer la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. Une approche empirique et une approche simplifiée seront utilisées pour la vérification.

Approche empirique

Dans cette approche, la formule de Molitor est utilisée pour déterminer la hauteur des vagues et la formule de Gaillard pour le calcul de la revanche.

➤ Formule de Molitor

Pour une valeur du fetch inférieur à 30 km, l'expression de la hauteur des vagues se présente comme suit :

$h = 0,76 + 0,032 \times \sqrt{U \times f} - 0,26 \times \sqrt[4]{f}$	$f =$ Le fetch en Km $U =$ La vitesse du vent en km/h.
---	---

➤ Formule de Gaillard

Elle nous donne la valeur de la revanche en passant par la vitesse de propagation des vagues :

$V = 1,5 + 2 \times h$ $R = 0,754 \times h + \frac{V^2}{2g}$	$h =$ Hauteur des vagues en m $V =$ Vitesse de propagation des vagues en m/s.
--	--

Approche simplifiée

Le Comité des Grands Barrages fait des recommandations sur l'estimation de la revanche en fonction du volume de la retenue et de la hauteur de la digue H pour les petits barrages.

Tableau II: Estimation des valeurs de revanche

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

Source : Petits Barrages : recommandations pour la conception, la réalisation

et le suivi- Cemagref – Comité Français des Grands Barrages

Dans cette approche la valeur $H^2\sqrt{V}$ est calculée et la valeur minimale de la revanche est déterminée par interpolation ou par extrapolation en fonction des résultats qui seront obtenus.

IV.2.5 Dimensionnement de la digue

Pour le dimensionnement de la digue nous allons utiliser la même procédure que pour la vérification mais en ajoutant d'autres paramètres telle que la protection des talus, l'épaisseur du drain et le débit de fuite.

Protection des talus amont et aval

La protection amont et aval des talus est faite avec du perré sec et son épaisseur minimale est obtenu par la relation suivante :

$e_{\min}(\text{m}) = 1,50 \times D_{50}(\text{m})$	$D_{50}(\text{m})$ est obtenue en fonction de la hauteur des vagues h_v e_{\min} est l'épaisseur minimale des protections en m
---	---

Estimation du débit de fuite

Elle vient de la loi de Darcy et est déterminée par la formule suivante :

$q = K_r \times y_0$	q = débit de fuite en m^3/s K_r = Perméabilité du massif homogène (10^{-9} m/s) y_0 = Ligne phréatique en m
----------------------	--

Epaisseur du drain horizontal

$e = 2 \times \sqrt{\frac{q \times L_d}{K_d}}$ $L_d = \frac{L_f}{4}$	Q = Débit de fuite en m^3/s L_d = La longueur du drain en m L_f = La largeur en base de la digue en m K_d = Le coefficient de perméabilité du drain (10^{-5} m/s)
---	---

IV.2.6 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

□ Choix du type d'évacuateur de crue

Avant de passer au dimensionnement nous allons d'abord faire une analyse des différents types de déversoir et ensuite choisir le plus adapté à notre étude et à nos propositions.

Le choix du déversoir est fonction de sa capacité à vite évacuer le débit, sa facilité d'exécution par les entreprises du pays, sa capacité à être rehausser et son faible coût de réalisation. Trois types de déversoirs sont présentés :

Le déversoir poids latéral : Il est positionné en rive gauche ou en rive droite avec un ouvrage de franchissement (dalot). Cette solution sera très coûteuse car en plus du coût du déversoir, il faudra tenir compte du coût du dalot qui permettrait de régler les problèmes de franchissement de la digue. L'un des avantages de cet ouvrage est la maîtrise de sa réalisation et la durée de fonctionnement qu'elle implique.

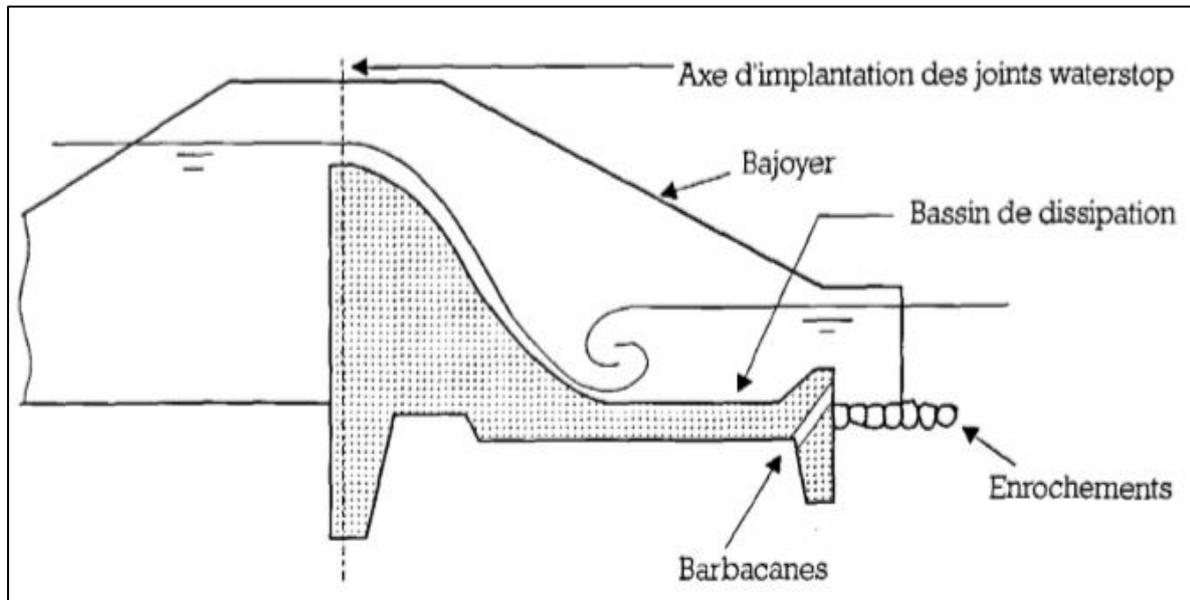


Figure 3: Coupe d'un déversoir poids a profil creager,

Source : (DURAND, 1999) (P97)

Le déversoir en perré traité au mastic bitumineux : Le seuil déversant de ce type d'ouvrage est en perré traité au mastic bitumineux de 33 cm reposant directement sur un remblai argileux compacté. Au moins deux barrages en Afrique de l'Ouest (Fronkobo et N'Guessankro en République de Côte d'Ivoire) ont été réalisés à l'aide de cette technique.

Le suivi de ces ouvrages a révélé que le perré en mastic bitumineux est viable pendant au moins 30 ans. Une étude de barrages de ce type réalisés en France a été conduite conjointement par le CEMAGREF (division Mécanique des sols Antony) et la Société SHELL BITUMES en 1989. Cette étude comporte en particulier des analyses chimiques pour juger du vieillissement des bitumes dans leurs conditions d'emploi en talus de barrages et une analyse du comportement de chaque ouvrage. Succinctement, les résultats font état d'un bilan tout à fait satisfaisant.

C'est donc une solution qui peut s'avérer sûre du point de vue technique même sous les climats tropicaux. Malheureusement sa mise en œuvre suppose la possession du matériel adéquat, en particulier une centrale à bitume.

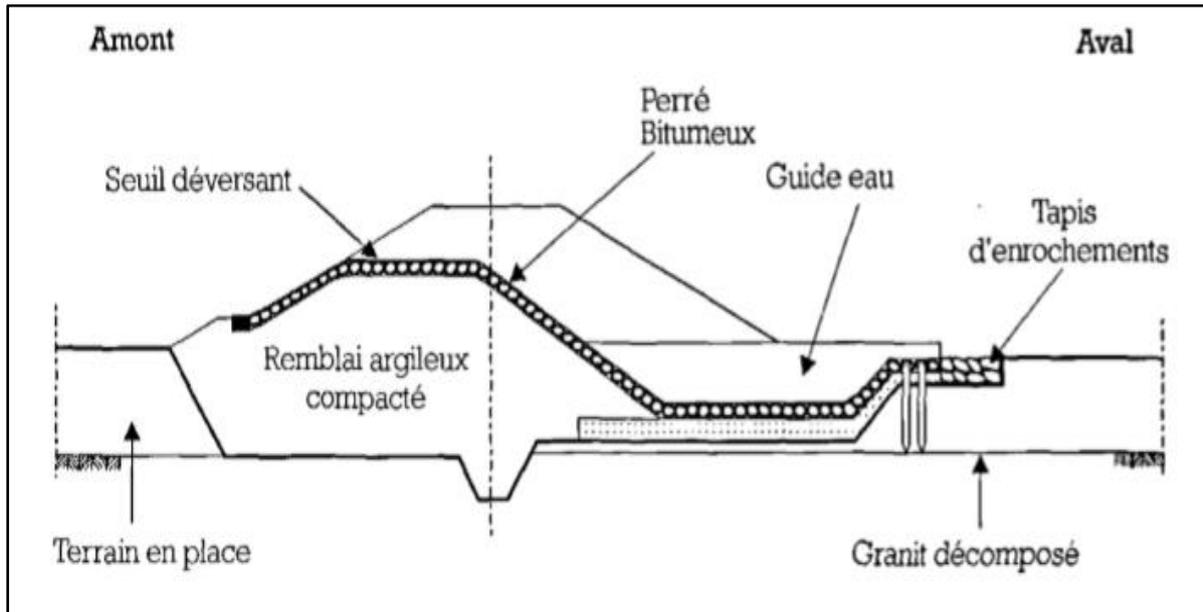


Figure 4: Coupe du déversoir de Fondobo,

Source : (DURAND, 1999) (P103)

Le déversoir radier : Il est assimilable au déversoir en perré traité au mastic bitumineux, à la différence que la couche reposant sur le remblai compacté est une couche en béton armé. L'un des avantages de cette technique est qu'elle est économiquement plus compétitive que le déversoir poids et la technique de mise en œuvre est bien maîtrisée au Burkina Faso. De plus, ce type de déversoir est plus flexible dans le sens où le seuil peut être directement utilisé comme ouvrage de franchissement.

Le déversoir du barrage de Naaba Zana est de type radier submersible en terre compactée qui relie le village de Naaba Zana au monastère de Koubri. En proposant un autre type de déversoir, la liaison entre ces deux localités risque d'être rompu et le coût de la réhabilitation très élevé. Dans un souci d'économie ainsi que du respect environnemental et social, le type de déversoir en place sera maintenu mais modifié au niveau de la protection des talus. Le talus amont, aval et la crête seront protégés par des dalles en béton armé de 20 cm d'épaisseur.

❑ Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Le chenal d'écoulement

Il sera calibré suivant une pente de 3 ‰ pour faciliter l'écoulement des eaux et freiner l'érosion régressive au pied de l'évacuateur de crue. Il sera de forme rectangulaire et le calcul se fera suivant les formules ci-dessous

$Q = K_s \times S \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I}$ $S = y_n \times b$ $P = b + 2y_n$ $y_c = 0,47 \times \frac{Q^{\frac{2}{3}}}{L}$	<p>Q = Débit de projet en m³/s</p> <p>Ks = Coefficient de Manning-Strickler =70</p> <p>S = Section mouillée en m²</p> <p>I = La pente du canal en ‰</p> <p>b = La largeur du canal en m</p> <p>R_h = Rayon hydraulique en m</p> <p>y_n = Le tirant d'eau normal en m</p> <p>y_c = Le tirant critique en m</p> <p>L = La longueur du déversoir en m</p>
---	--

Le bassin de dissipation

Il sert à dissiper l'énergie de l'eau à l'aval du déversoir et afin d'éviter le phénomène d'érosion régressive qui peut détruire l'ouvrage. Dimensionner le bassin revient à déterminer toutes ces caractéristiques.

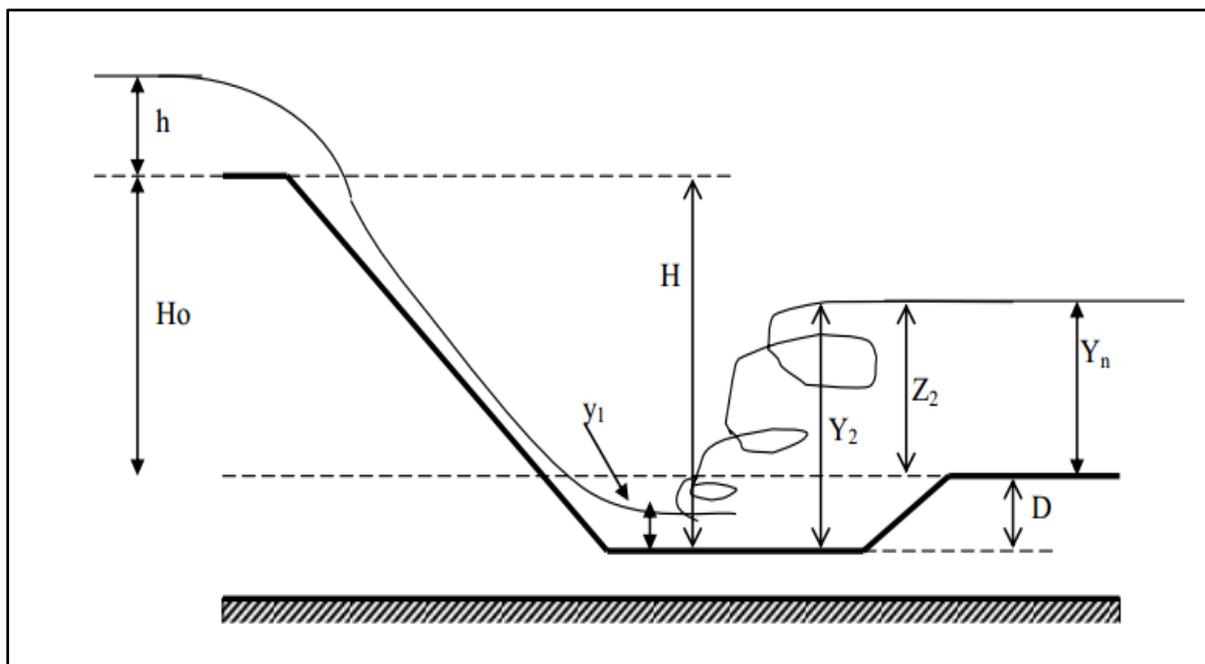


Figure 5: caractéristiques d'un bassin a ressaut

Source : (COMPAORE, 2016)

<p>L'enfoncement de la fausse D</p>	$\frac{D}{H_0} = f\left(\frac{y_n}{H_0}; \frac{h}{H_0}\right)$	<p>H₀ = Ligne d'eau en m</p> <p>h = Charge au-dessus du seuil en m</p> <p>y_n = La profondeur d'eau normale en m.</p>
--	--	--

<p>La vitesse au-dessus du seuil, déterminée par la formule de GRESILLON</p>	$V = \sqrt{2 \times g \times (0,9 \times (H + h + \frac{v_0^2}{2g}) - y_1)}$ $V = \frac{Q}{y_1}$	<p>V = La vitesse au-dessus du seuil en m/s Q = Le débit en m³/s y₁ = Profondeur d'eau à l'entrée du bassin de dissipation en m</p>
<p>Nombre de Froude</p>	$F = \frac{V}{\sqrt{g \times y_1}}$	<p>y₁ = Profondeur d'eau à l'entrée du bassin de dissipation en m V = Vitesse au-dessus du seuil en m/s g = Pesanteur (9,81 m/s²)</p>
<p>Hauteur d'eau au droit du déversoir</p>	$H = D + H_0$	<p>D = L'enfoncement du bassin en m H₀ la hauteur de la retenue en m</p>
<p>Hauteur d'eau à la sortie du bassin</p>	$y_2 = y_1 \times 0,5 \times (\sqrt{1 + 8F^2} - 1)$	<p>y₂ = La hauteur d'eau à la sortie du bassin en m</p>
<p>Hauteur des blocs de chutes</p>	$h_1 = y_1$	<p>h₁ = y₁ = espacement entre les blocs de chutes en m</p>
<p>Hauteur des blocs chicanes</p>	$\frac{H_2}{y_1}, \frac{H_4}{y_1}, \frac{L_b}{y_2}$	<p>Soit h₂ la hauteur des blocs chicanes, h₄ la hauteur du seuil et L_b la longueur du bassin de dissipation en m</p>

Crue de rupture du barrage

Elle représente la crue que le barrage doit supporter dans les conditions exceptionnelles. Elle peut être déterminée par la formule du Comité International des Grands Barrages :

$Q_r = 2 \times l(a + 0,20)^{1,50} + 0,15 \times L$	<p>Q_r = La crue de rupture en m³/s L = La longueur de la digue sans le déversoir en m l = La longueur du déversoir en m</p>
---	---

	a = La revanche totale en m
--	-----------------------------

❑ Etude de stabilité de l'évacuateur de crue

Il s'agit d'attribuer à l'ouvrage des proportions telles que son poids s'oppose avec une marge de sécurité suffisante aux actions déstabilisantes. Le déversoir doit résister à la poussée de l'eau, être stable vis-à-vis du renversement et du glissement sur la fondation. Les actions mises en jeu sur une tranche latérale de 1 m du déversoir fait intervenir, le poids propre du déversoir, la poussée hydrostatique externe, les sous-pressions interstitielles, et la poussée des sédiments cumulés à l'amont.

Le poids propre du déversoir sera déterminé en le décomposant en figures géométriques simples. Notons que le déversoir est en remblai argileux compacté protégé par 3 dalles en béton armé et comportant une tranchée d'ancrage trapézoïdale de 2,5 m de profondeur, 2,5 m de largeur de fond et des pentes de talus de 1V/2H. Tous ces paramètres seront pris en compte dans le calcul du poids.

Poids total	$W_b = \gamma_b \times S$ $W_r = \gamma_r \times S$	$\gamma_b =$ Poids volumique du béton (KN/m ³) $S =$ Surface (m ²) $\gamma_r =$ Poids volumique du remblai (KN/m ³) $S =$ Surface (m ²)
La poussée hydrostatique externe	$P_e = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H(H + 2h)$	$H =$ Hauteur d'eau dans le déversoir (m) $\gamma_w =$ Poids volumique de l'eau (KN/m ³) $h =$ Charge d'eau au-dessus du seuil (m)
La sous pression U	$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times b(H + 2h)$	$H =$ Hauteur de la retenue (m) $b =$ Longueur en contact avec l'eau (m) $h =$ Charge d'eau au-dessus du seuil (m)
La poussée des sédiments	$P_{séd} = \frac{1}{2} \times \gamma_{séd} \times h_{séd}^2$ $\times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$	$\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = K_a =$ coefficient de poussée des terres = 0,33 $h_{séd} =$ Hauteur des sédiments en m (Il sera considérée une hauteur de sédiments de 1,6 m pour les calculs)

L'étude de la stabilité a été faite avec les hypothèses suivantes :

Poids volumique du béton armé = 25 KN/ m³
Poids volumique des sédiments = 18 KN/ m³
Poids volumique du remblai argileux = 20 KN/m³
Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

➤ **Stabilité au glissement**

Vérifier la stabilité au glissement, revient à comparer la force tangentielle de glissement admissible sous le mur avec la composante tangentielle réellement appliquée. Il y a stabilité si :

$$F_G = \frac{\sum(W - u) \tan\phi}{\sum(P)} \geq 1,20$$

➤ **Stabilité au renversement**

L'étude de stabilité au renversement consiste à calculer par rapport à un point B, les moments des forces motrices et forces résistantes. On écrit le rapport des moments stabilisants sur des moments renversants, considéré comme coefficient de sécurité au renversement.

$$F_R = \frac{M_{/B}(W - U)}{M_{/B}(P_e - P_t)} \geq 1,50$$

❑ **Murs Bajoyers**

Les murs bajoyers jouent le rôle de mur de soutènement et retient le remblai des deux côtés. Vu que la largeur en crête du déversoir est égale à celle de la digue, il n'y a pas de nécessité de les mettre.

❑ **Dimensionnement de la prise d'eau**

Dans cette partie il s'agira de vérifier les dimensions des ouvrages de prise. Le dimensionnement de la conduite se fera en prenant en compte les pertes de charge le long de la conduite. En connaissant la hauteur d'eau en amont de la digue et la longueur de la conduite, nous pouvons utiliser l'abaque de MOODY pour déterminer le diamètre théorique de la prise et le débit qui y sera véhiculé. Cette méthode est utilisable pour les longueurs comprises entre 20 et 110 m (*DURAND, 1999*) (*P145*).

❑ **Dimensionnement des dalles de protection en béton armé**

Le dimensionnement des dalles reviendra à vérifier les contraintes et les déformations dans la structure puis proposer un ferrailage. N'ayant pas de données de calcul nous allons émettre des hypothèses et proposer un dimensionnement qui sera plus détaillé en *Annexe 2*.

Nous allons utiliser le logiciel Alizé-LCPC pour la vérification des différentes contraintes et déformations. Cette vérification sera faite par la méthode rationnelle qui consiste à vérifier que les contraintes de la couche de roulement et de la plateforme sous une charge standard de 13 tonnes sont inférieures à celles admissibles en fonction du trafic attendu.

Les panneaux de dalles ont des sections de $L_x \times L_y$. En prenant L_x le plus petit côté avec des joints de dilatations de **1 cm**. Les contraintes thermiques dues à la dilatation sont donc négligeables et le ferrailage non nécessaire, mais pour satisfaire la condition de non fragilité du béton en fissuration préjudiciable, un ferrailage minimal sera proposé sur la base des recommandations du BAEL.

$A_x \geq 0,0004 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \times h$ $A_y \geq 0,0008h$ $e \leq \min (2h; 25\text{cm})$	<p>h = L'épaisseur de la dalle en m A_x et A_y sont les surfaces que totalisent les aciers en cm^2 e = Espacement entre les aciers en cm</p>
--	--

V. RESULTATS

V.1 Etude diagnostique

V.1.1 Historique du barrage de Naaba Zana

Le barrage de Naaba Zana relie le monastère de Koubri au village de Naaba Zana. Il a été conçu et exécuté pour répondre aux besoins d'alimentation en eau de la population, du bétail et de satisfaire les besoins en eau des cultures irriguées à l'aval du barrage. Selon les informations recueillies auprès des exploitants, il fait partie de toute une série de barrages construits sur le même cours d'eau en 1970.

D'une longueur totale de 614 m il se compose d'une digue homogène en terre, d'un évacuateur de crue central et de deux (2) prises d'eau en rive gauche et en rive droite.

V.1.2 Etat actuel du barrage

La digue

Elle est en terre homogène de 460 m de longueur, 4,50 m de largeur en crête, d'une hauteur de 3,35 m et calée à la côte moyenne de 300,24 m. L'état des lieux nous montre que :

- Le talus amont, de pente 1V/2H, est recouvert de perré sec et est envahi par une végétation d'arbres et d'arbustes qui contribuent à fragiliser le perré en place. On y remarque même une désorganisation du perré et un affaissement du talus amont par endroit.
- Des érosions sont visibles sur le talus aval laissant paraître des déchaussements du muret de crête et la destruction des moellons qui le constituent.
- La couche de couronnement de la digue est dégradée (présence de crevasses) par le trafic et le mur parapet suspendu en extrémité de la digue (rive droite).
- Le talus aval à une pente de 1V/2H. Il est recouvert par une couche de graveleux latéritique et de perré sec ; Il est aussi envahi par la végétation.



Figure 6: Rive droite de la digue enherbée



Figure 7: Crête de la digue affaissée

L'évacuateur de crue

Il est placé au centre du barrage avec une longueur déversante de 134,85 m, deux rampes (de 6,35 m en rive droite et une rampe de 21,44 m en rive gauche) soit 162,64 m au total. Il est calé à la cote 299,12 m. L'état des lieux nous montre que :

- Une partie du perré maçonné du talus amont a été écrasée suite à l'affaissement d'une dalle de crête du déversoir avec pour conséquences, la désorganisation des moellons.
- On note aussi l'absence d'environ 61 ml de tubes ronds au niveau du garde-corps fixé sur le déversoir, la fissuration de quatre (04) dalles de crête et la désolidarisation de la plupart des dalles de crête avec le coursier du déversoir.
- De profondes cavernes sont perceptibles entre les dalles du coursier et les moellons du talus aval du déversoir. Le seuil du bassin de dissipation est endommagé (dégradation du béton cyclopéen) sur 10 m environ.



Figure 9: Evacuateur de crue



Figure 8: Fortes dégradations sur la crête de l'évacuateur de crue

Les ouvrages de prise

Ils se trouvent en rive gauche et en rive droite et sont en bon état pour jouer complètement leurs fonctions.

L'ouvrage de prise de la rive gauche : Il a été construit par le monastère de Koubri en vue du prélèvement de l'eau pour l'irrigation d'un jardin maraîcher. Il se compose d'un bac d'admission amont, d'un canal en béton passant sous le corps de digue et d'un bac de réception situé dans le jardin maraîcher. Cet ouvrage est en bon état et rempli pleinement son rôle.

L'ouvrage de prise de la rive droite : Il sert à irriguer le périmètre à l'aval du barrage. Il se compose d'une conduite de prise d'eau de 400 mm de diamètre passant sous la digue, et de deux bacs.

Le bac amont contient la vanne d'alimentation, de diamètre 400 mm. Cette vanne est attaquée par la rouille et ne se ferme plus, entraînant l'écoulement permanent de l'eau dans le canal primaire du périmètre.

A la sortie de la digue à l'aval, la conduite est remplacée par un canal en béton de 15 x 0,80 x 0,80 avec des parois de 0,15 m d'épaisseur. L'inspection de cet ouvrage montre qu'il est en bon état.



Figure 10: Bac de réception aval

V.1.3 Causes et conséquences des dégradations rencontrées sur le barrage

La plupart des dégradations relevées sur la digue auraient pu être atténuées si les exploitants du barrage entreprenaient des entretiens périodiques sur l'ouvrage. Une synthèse nous donnant les causes et les conséquences de ces dégradations sera présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III: Synthèse de l'étude diagnostique

PARTIES DE L'OUVRAGE	DÉGRADATIONS	CAUSES	CONSEQUENCES
DIGUE	Érosions sur le talus aval	La présence d'arbustes et d'arbres	Fuites d'eau à travers la digue
	Déchaussement du muret de crête	Le vieillissement naturel du barrage	Sans le muret de crête, l'eau qui tombe sur la crête de la digue ruissellera directement sur le talus aval, entraînant des érosions
	Dégradation de la couche de couronnement de la digue (présence de crevasses)	Le trafic que subit l'ouvrage	Affaissement de la digue
	Talus amont et aval envahi par la végétation	Présence d'eau de ruissellement et manque d'entretien périodique de l'ouvrage	Déstabilisation des talus
EVACUATEUR DE CRUE	Destruction des garde-corps	Vols répétés sur les parties manquantes et érosions du déversoir	Risque de noyade en cas de chute, et risque d'inondation si le déversoir cède
	Une partie du perré maçonné écrasée	Affaissement d'une dalle de crête dû au trafic que subit l'ouvrage	Désorganisation des moellons
	Bassin de dissipation endommagé	Vieillissement naturel de l'ouvrage	Risque d'inondations
AMENAGEMENTS	Canaux	Vieillissement du béton des canaux	Pertes d'eau dans le transport par fuite, l'eau arrive difficilement au périmètre

V.2 Etude hydrologique

V.2.1 Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant

L'exploitation des données de la BNDT et de la NASA nous ont permis d'établir une carte montrant le réseau hydrographique et une autre carte de répartition des altitudes par zone du bassin versant de Naaba Zana :

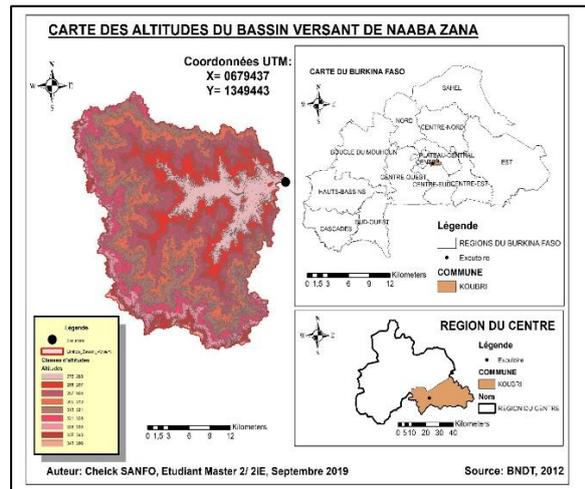
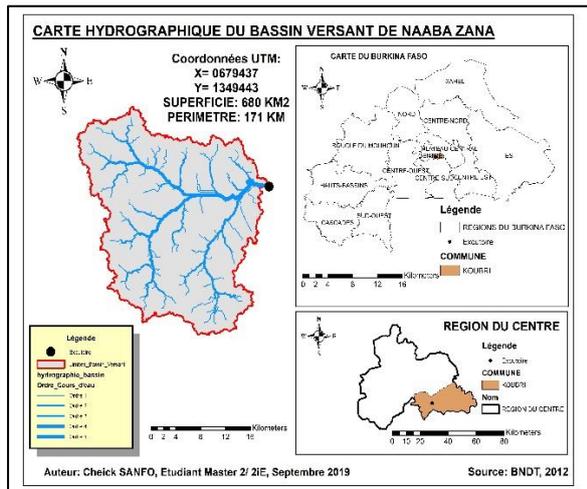
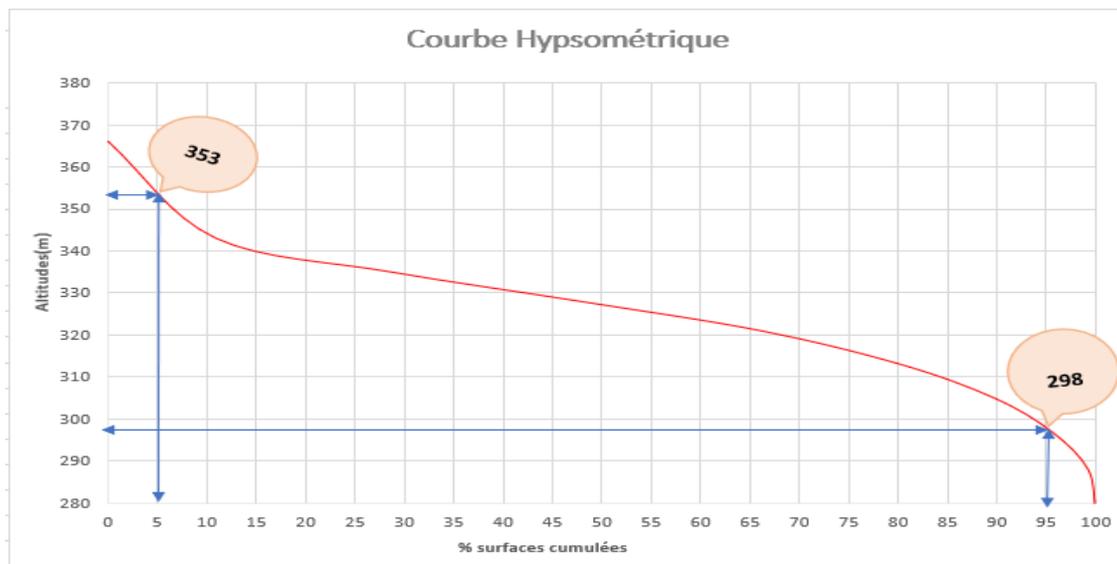


Figure 11 : Bassin versant de Naaba Zana

Figure 12: Carte des altitudes du bassin versant de Naaba Zana

Les données topographiques nous donnent une courbe hypsométrique présentée comme telle (*voir Annexe 2*) :



Graphique 1: Courbe hypsométrique

Les caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant sont résumées dans le tableau ci-dessous. Pour le détail des calculs (*Voir Annexe 2*)

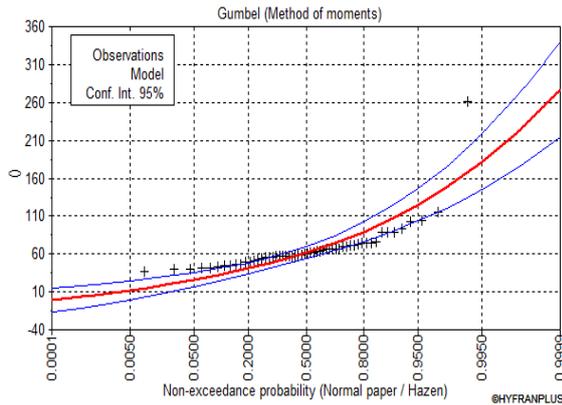
Tableau IV: Caractéristiques physiques du bassin versant

PARAMETRES	RESULTATS
Type de climat	Tropical sec
Classe de perméabilité	P2 ou I
Surface (Km ²)	680
Périmètre (Km)	171
Typologie du bassin suivant la taille	Grand bassin versant
Indice de compacité de GRAVELIUS	1,85
Longueur du rectangle équivalent (Km)	76,63
Largeur du rectangle équivalent (Km)	8,87
Indice global de pente (m/Km)	0,72
Pente transversale (m/Km)	4,45
Indice global de pente corrigé (m/Km)	1,46
Classification du bassin versant	R1P2
Forme du bassin versant	Allongée
Pente longitudinale (‰)	1,00
Dénivelée spécifique (m)	38,07
Typologie du relief	Faible
Densité de drainage (Km ⁻¹)	0,96
H (5%) en m	353
H (95%) en m	298

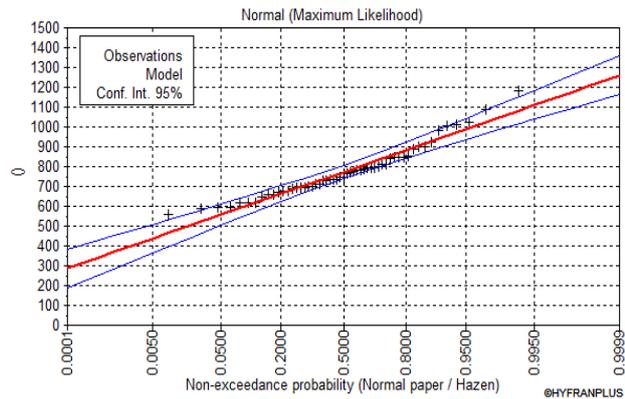
V.2.2 Analyse des données pluviométriques

L'analyse des données pluviométriques avec le logiciel HYFRANPLUS nous donne les résultats suivants : (*Voir Annexe 2*)

- ✚ Pluie décennale humide : **P₁₀ = 108 mm**
- ✚ Pluie centennale humide : **P₁₀₀ = 165 mm**
- ✚ Pluie annuelle moyenne : **P_{an} = 773,44 mm**



Graphique 2: Courbe d'ajustement de GUMBEL



Graphique 3: Courbe d'ajustement par la loi de GAUSS

V.2.3 Débit de projet

L'utilisation de l'ensemble des méthodes pour aboutir au débit de crue nous donne les résultats suivants : (Pour le détail de tous les calculs *Voir Annexe 2*) :

Méthode ORSTOM

En appliquant la formule pour la zone tropicale sèche nous obtenons les coefficients et les résultats de calcul de K_{r70} , K_{r100} et K_{r10} . Le tableau numéro 4 nous donne les coefficients et la valeur de K_{r70} .

Tableau V : Détermination de K_{r70}

S(Km ²)	A	b	c	K_{r70} (%)
680	1250	100	25	26,60

Le tableau numéro 5 nous donne les coefficients pour déterminer K_{r100}

Tableau VI: Détermination de K_{r100}

S(Km ²)	A	b	C	K_{r100} (%)
680	1440	100	28	29,85

Par extrapolation, nous obtenons un coefficient de ruissellement

$K_{r10} = 30,71 \%$

Le temps de base et de montée sont respectivement :

$T_{b10} = 5674,77 \text{ minutes}$
 $T_{m10} = 1872,67 \text{ minutes}$

La détermination du débit décennal par la méthode ORSTOM est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII: Résultats de la méthode ORSTOM

METHODE ORSTOM				
Coefficient d'abattement A	A	$= 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 \times P_{an})}{1000} \right] \text{Log}_{10}(S)$	A =	0,64 ---
La pluie moyenne décennale		$P_{m10} = A \times P_{10}$	$P_{m10} =$	68,68 mm
La lame d'eau ruisselée décennale		$L_{r10} = K_{r10} \times P_{m10}$	$L_{r10} =$	21,09 mm
Le volume ruisselé décennal		$V_{r10} = S \times L_{r10}$	$V_{r10} =$	14 344 015 m ³
Le débit moyen de ruissellement		$Q_{m10} = \frac{V_{r10}}{T_{b10}}$	$Q_{m10} =$	42,13 m ³ /s
Le débit maximum de ruissellement		$Q_{r10} = \alpha_{10} \times Q_{m10}$	$Q_{r10} =$	109,53 m ³ /s
		$Q_{r10} = A \times \alpha_{10} \times P_{10} \times K_{r10} \times \frac{S}{T_{b10}}$	$Q_{r10} =$	109,53
Le débit de pointe (débit de crue décennal)		$Q_{10} = m \times Q_{r10}$	$Q_{10} =$	125,96 m ³ /s
Le volume d'écoulement retardé		$V_{ret10} = Q_{r10} \times (m - 1) \times T_{b10}$	$V_{ret10} =$	3 663 058,35 m ³
Le volume total de crue		$V_{c10} = V_{r10} + V_{ret10}$	$V_{c10} =$	18 007 073,3 m ³

Méthode CIEH

Les résultats de la méthode CIEH ont été obtenus en utilisant quatre régressions définies en fonction du découpage climatique et en fonction de la situation de la zone d'étude. Le tableau ci-dessous nous donne une vision plus claire des résultats :

Tableau VIII : Résultats de la méthode CIEH

METHODE CIEH		
Le débit	Equation N°2: $Q_{10} = 2,03 \times S^{0,590} \times I_g^{0,588}$	119,15
de pointe	Equation N°10: $Q_{10} = 0,0833 \times S^{0,696} \times I_g^{0,953} \times Kr_{10}^{0,534}$	69,86
(débit de	Equation N° 39: $Q_{10} = 0,254 \times S^{0,462} \times I_g^{0,101} \times Kr_{10}^{0,976}$	$Q_{10} = 151,98$ m ³ /s
crue	Equation N° 40: $Q_{10} = 0,410 \times S^{0,425} \times Kr_{10}^{0,923}$	154,65
décennal)	$Q_{10} = \text{moyenne des } Q_{10} \text{ calculés}$	123,92

Méthode du GRADEX

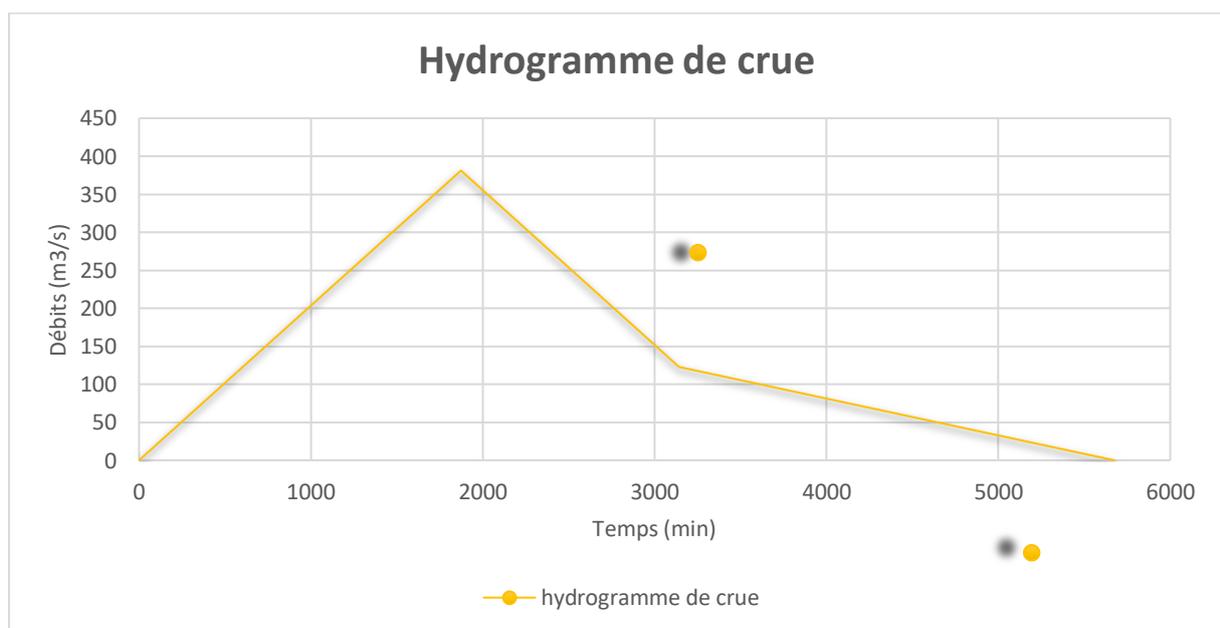
En appliquant cette méthode nous obtenons le débit de projet ou débit de dimensionnement présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX : Résultats de la méthode du GRADEX

METHODES	CIEH	ORSTOM	GRADEX		
			Q ₁₀	C ₁₀₀	Q ₁₀₀
Débit en m ³ /s	Q ₁₀ = 123,91	Q ₁₀ = 125,96	125,96	3,03	381,15

Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue pointue a été obtenu avec un temps de base **T_{b10} = 5674,77 mn** et un temps de montée **T_{m10} = 1872,67 mn**.



Graphique 4: Hydrogramme de crue

V.2.4 Estimation des apports

Les résultats obtenus regroupent les apports liquides et solides. Pour le détail des calculs *Voir Annexe 2.*

Apports liquides

L'estimation des apports liquides avec la méthode de RODIER nous mène aux résultats suivants :

Tableau X: Estimation des apports liquides

APPORTS LIQUIDES					
Période de retour (année)	Pluviométrie (mm)	Lame écoulée (mm)	Ke (%)	Superficie (m ²)	Apports liquides (m ³)
Période Humide					
50	1040	51,76	4,98%	680.10 ⁶	35 196 800
10	941	43,62	4,64%	680.10 ⁶	29 661 600
5	884	38,94	4,40%	680.10 ⁶	26 479 200
Année moyenne	773	29,84	3,86%	680.10 ⁶	20 289 704
Période sèche					
50	504	7,76	1,54%	680.10 ⁶	5 276 800
10	606	16,13	2,66%	680.10 ⁶	10 988 800
5	663	20,81	3,14%	680.10 ⁶	14 150 800

A la côte actuelle du déversoir, la cuvette a un volume de **3 465 000 m³**. En analysant les résultats du tableau ci-dessus, les apports liquides du bassin parviennent largement au remplissage de la cuvette, que ça soit en année sèche ou humide.

Apports solides

Ils ont été estimés avec trois méthodes différentes. Les résultats obtenus se présentent comme suit dans le tableau ci-dessous. En rappel, la valeur de dépôt qui sera retenue est la moyenne des valeurs les plus proches en fonction des méthodes utilisées.

Tableau XI: Apports solides

FORMULES	Ds (m ³ /Km ² /an)	Vs (m ³ /an)
KARAMBIRI	95,30	64 806,26
GRESILLON	139,65	94 962,36
GOTTSCHALK	135,43	92 094,01
VALEUR ANNUELLE DE DÉPÔTS SOLIDES RETENUE (m³/an)		93 528,18

Le volume de dépôt solide à la première année correspond à une hauteur de **0,53 m** dans la cuvette.

V.2.5 Etude de la cuvette

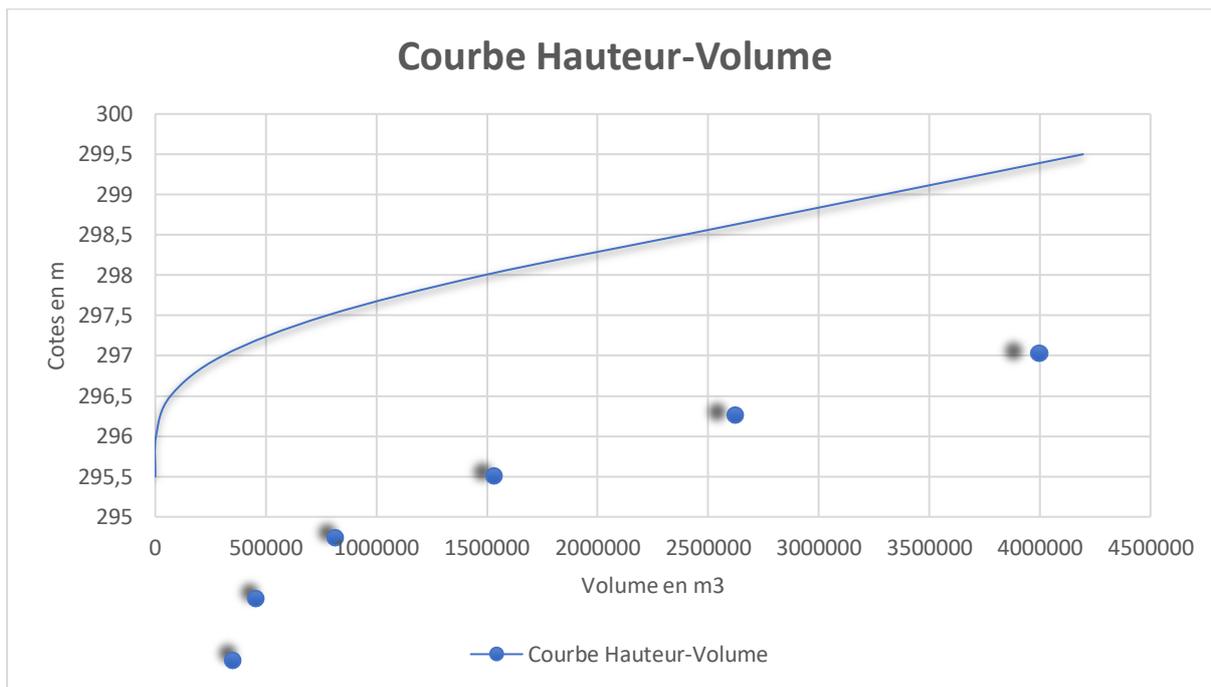
Courbe Hauteur-Volume-Surface

La synthèse des résultats topographiques nous donne les résultats suivants :

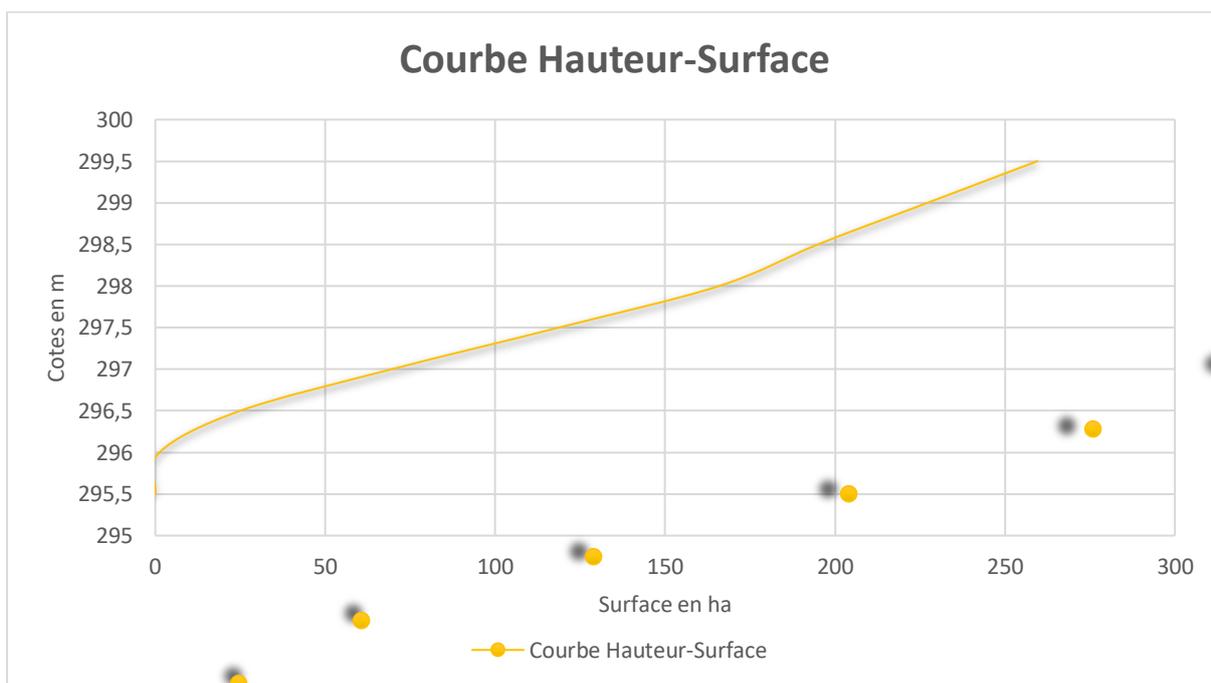
Tableau XII: Données Topographiques

COTE (m)	SURFACES (ha)	VOLUMES CUMULÉS (m ³)
295,5	0	0
296	1,24	3100
296,5	25	68 700
297	69,62	305 250
297,5	118,75	776 200
298	165,94	1 487 950
298,5	195	2 390 300
299	227,26	3 292 650
299,50	259,51	4 195 000

Ces données topographiques obtenues nous donnent les courbes hauteur-volume et les courbes hauteur-surface :



Graphique 5: Courbe hauteur-volume



Graphique 6: Courbe hauteur-surface

V.2.6 Estimation des besoins et des pertes

Sur la base des hypothèses de calculs émises plus haut, nous obtenons les résultats suivants :

Besoins en eau humains

Sur une projection à l'horizon du projet nous obtenons les besoins en eau de la population chaque année pendant la saison sèche :

Tableau XIII: Besoins en eau de la population

POPULATION (2030)	CONS. (l/j/hbt)	CONSO (l/j)	CONSO (m ³ /j)	CONSO TOTALE (m ³)
2730	20	54 600	54,60	11 629,80

Besoins en eau pastoraux

Toujours dans la même logique de projection on obtient :

Tableau XIV: Besoins en eau pastoraux

ESPÈCES	NBRE	CONSO (l/tête/j)	CONSO (l/j)	CONSO (m ³ /j)	TOTAL CONSO(m ³ /j)	TOTAL CONSO(m ³)
BOVINS	144	40	5760	5,76		
OVINS	236	5	1180	1,18		
CAPRINS	356	5	1780	1,78		
ARSINS	53	40	2120	2,12	11,69	2491,03
PORCINS	169	5	845	0,84		
EQUINS	2	5	10	0,01		

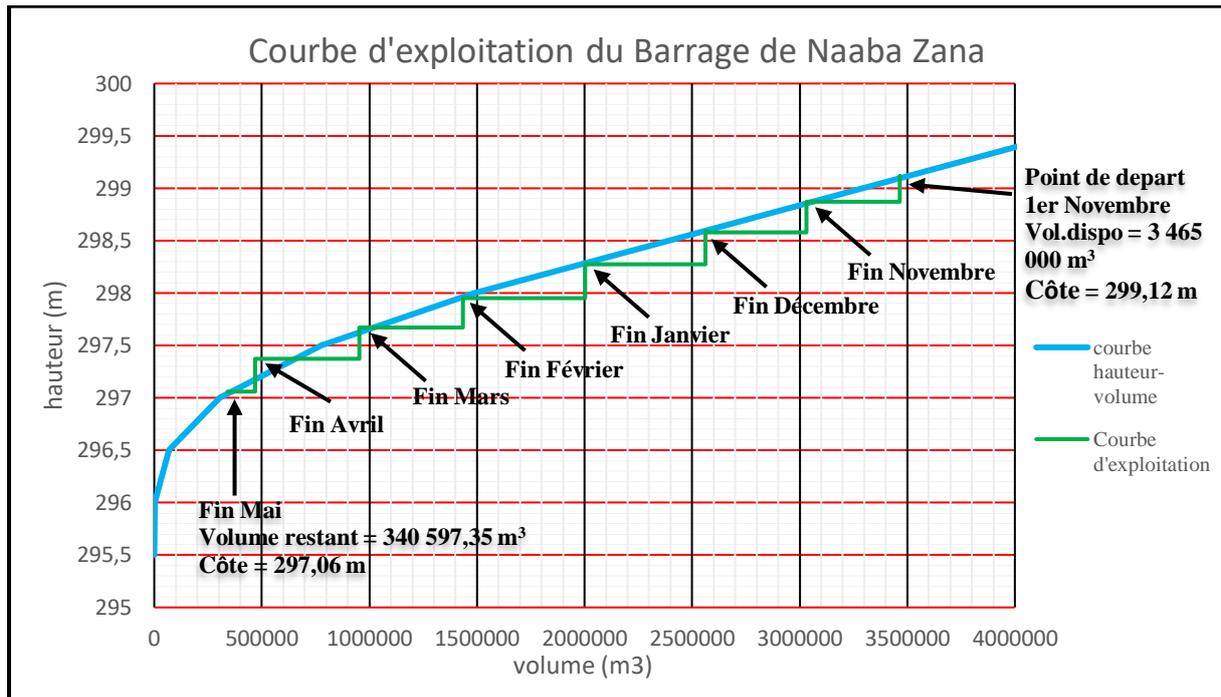
Besoins en eau des cultures

La culture la plus contraignante et le riz ont été retenues pour le projet, à savoir le **gombo frais** qui consomme le plus d'eau.

Les besoins en eau du maraîchage nous donnent environ **215 470,07 m³** et ceux du riz **32 177,49 m³**. L'estimation totale des besoins en eau des cultures nous donne donc **247 647,57 m³**.

Courbe d'exploitation

Elle permet de confirmer l'adéquation de la capacité de la retenue avec les différents besoins en eau :



Graphique 7: Courbe d'exploitation du barrage

V.2.7 Synthèse des besoins en eau

Pour être sûr que la retenue sera suffisante à l'exploitation, le total des besoins en eau et des pertes doit être supérieur au volume de la retenue.

- L'évaluation totale des besoins en eau pour l'irrigation nous donne une quantité d'eau de **247 647,57 m³** ;
- Les besoins en eau de consommation des humains et des animaux donnent **14 120,83 m³** ;
- En prenant en compte les différents besoins nous obtenons un total de **261 768,40 m³** ;
- Les pertes par infiltration sont égales à **426 mm** sur 213 jours ;
- Les pertes par évaporation sont égales à **1351,17 mm**
- Les pertes ont une hauteur d'eau de **1,77 m** qui correspond à un volume de **2 862 634,25 m³** ;
- La somme des pertes et des besoins est estimée à **3 124 402,65 m³** ;

La retenue du barrage doit donc disposer d'au moins **3 124 402,65 m³** à la fin des pluies pour couvrir les besoins de la population tout au long de la saison sèche. A la côte actuelle du déversoir le volume d'eau disponible à la fin de la saison des pluies est de **3 465 000 m³**, ce qui

est suffisant et couvre largement les besoins des populations avec un excès d'environ **340 597,35 m³**.

V.3 Vérifications des ouvrages existants

V.3.1 Vérification des dimensions de la digue

Pentes de talus

Le choix des talus s'est fait en fonction de type de digue en place et de sa hauteur.

Tableau XV: Choix des talus en fonction du type et de la hauteur

HAUTEUR DU BARRAGE	TYPE DE BARRAGE EN TERRE	FRUIT DE TALUS	
		AMONT	AVAL
Inférieur à 5 m	Homogène ou à Zones	2	2
	Homogènes, granulométrie étendu	2,50	2,25
5 à 10 m	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,75	2,25
	A noyau et recharges grossières	2,25	2
10 à 15 m	Homogène, granulométrie étendu	2,75	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,25
	A noyau et recharges grossières	2,50	2,25

Source : (DURAND, 1999)

Après consultation du tableau ci-dessus, il serait adéquat de choisir une pente de talus de 1V/2H à l'amont et à l'aval.

L'ouvrage existant possède des talus de 1V/2H à l'amont et à l'aval et on peut donc dire que les talus de la digue sont acceptables.

Largeur en crête

Elle a été calculée avec la formule de KNAPPEN et celle de PREECE et les résultats obtenus sont présentés comme suit :

Tableau XVI: Largeur en crête avant réhabilitation

FORMULES	Lc (m)
KNAPPEN	3,24
PREECE	3,16

La largeur en crête qui sera retenue pour la digue du barrage est de **4,5 m** car elle servira de passage.

V.3.2 Vérification des dimensions hydrauliques de l'évacuateur de crue

Avec un débit de projet de $381,15 \text{ m}^3/\text{s}$ et la longueur de l'évacuateur de crue existant de $134,85 \text{ m}$ nous obtenue une lame d'eau au-dessus du déversoir **$h = 1,34 \text{ m}$** .

V.3.3 Vérification de la revanche libre

Approche empirique

Elle est basée sur la formule de Molitor pour la hauteur des vagues et celle de Gaillard pour le calcul de la vitesse de propagation des vagues et de la revanche.

Tableau XVII: Calcul de la revanche par l'approche empirique

PARAMÈTRES	VALEURS
Fetch (Km)	3,85
Vitesse moyenne du vent à la station de Ouagadougou (Km/h)	8,28
Hauteur des vagues (m)	0,58
Vitesse de propagation des vagues (Km/h)	9,54
Revanche (m)	0,79

Approche simplifiée

Le barrage de notre étude a une hauteur de $3,85 \text{ m}$ et un volume de $3\,465\,000 \text{ m}^3$, le coefficient $H^2\sqrt{V} = 27,59$. Par interpolation, la valeur minimale de revanche recommandée est de $0,58 \text{ m}$. Après analyse des résultats obtenus, la revanche minimale que doit avoir le barrage est de $0,58 \text{ m}$.

Avec la digue fixée à la côte $300,24 \text{ m}$, un déversoir à la côte $299,12 \text{ m}$ et une lame d'eau de $1,34 \text{ m}$, la revanche libre observée (en prenant en compte le mur parapet de $0,50 \text{ m}$) au-dessus du déversoir actuel est **$R = 0,28 \text{ m}$** .

La revanche actuelle du barrage est donc faible et des solutions techniques seront proposées à cet effet.

V.4 Propositions de réhabilitation

Les résultats des études diagnostiques et des vérifications des ouvrages en place montrent qu'il est nécessaire de procéder à des travaux de réhabilitation qui visent à mettre en état les ouvrages dégradés et renforcer leur résistance.

Les vérifications des ouvrages existants avec le débit de projet réévalué nous montrent que la revanche actuelle est insuffisante pour l'évacuer. L'évacuateur de crue présent étant de type radier submersible, une hauteur d'eau de **1,34 m** au-dessus le rendra impraticable et le détruira sans doute. Pour pallier à ces problèmes nous allons en fonction des possibilités et des coûts proposés plusieurs solutions :

- Envisager une possibilité de rehaussement de la digue ;
- Réévaluer la longueur de l'évacuateur de crue sans prendre en compte le phénomène de laminage et proposer des solutions pour la protection des talus et de la crête.

V.4.1 Proposition de réhabilitation de la digue du barrage

Rehaussement

La digue actuelle est callée à la côte 300,24 m qui est la côte maximale à laquelle la digue peut être mise pour éviter d'inonder les concessions aux alentours. Notons qu'il y a un mur parapet de 0,50 m de hauteur visible, un rehaussement n'est donc pas envisageable et les pentes de talus amont de 1V/2H et 1V/2H à l'aval seront maintenues.

Travaux de réhabilitation

Les travaux de réhabilitation proposés sont :

- Débroussaillage, dessouchage de la végétation sur les talus ;
- Traitement des affaissements localisés sur le talus amont par apport de remblai ;
- Remblai compacté aux engins pour complément de la couche de couronnement ;
- Reprise du perré avec la mise en place d'une couche de pose (en grave latéritique)

V.4.2 Proposition de réhabilitation de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue existant permet d'évacuer la crue de projet mais avec une lame trop très grande causant de gros risques de destruction et mettant en danger d'une part les ouvrages hydrauliques et d'autre part la population. Des modifications sur ses dimensions hydrauliques peuvent être faites pour faire face à ce problème.

Seuil déversant

En tenant compte des changements climatiques non contrôlés nous jugeons mieux d'utiliser la formule du seuil au régime dénoyé :

$Q = m \times L \times \sqrt{2g} \times h^{3/2}$	<p>m = coefficient de débit pris égale à 0,41 L (m) = Longueur du déversoir</p>
--	---

$L = \frac{Q}{m \times \sqrt{2g} \times h^{3/2}}$	<p>g (9,81 m/s²) = Pesanteur</p> <p>h (m) = Charge au-dessus du déversoir</p> <p>Q (m³/s) = Débit de projet</p>
---	--

Considérons une lame d'eau de **1 m** au-dessus, nous obtenons une longueur **L = 209,88 m soit 210 m**

Travaux de réhabilitation

Les travaux à entreprendre sur le déversoir sont :

- Reprise des dalles de crête remises en cause en béton armé ;
- Reprise des dalles du coursier remises en cause ;
- Remplacement du perré amont par une dalle en béton armé de **0,20 m** d'épaisseur
- Réfection du garde-corps.

V.4.3 Nouvelles dimensions après réhabilitations

Après propositions de réhabilitation, nous obtenons les nouvelles dimensions du barrage :

Tableau XVIII : Dimensions après réhabilitation

PARAMETRES	DIGUE	DEVERSOIR
Côte de calage (m)	300,24	299,12
Hauteur (m)	3,35	3,35
Mur parapet (m)	0,50	---
Pente de talus	1V/2H aval et amont	1H/1V aval et 1V/2H amont
Longueur (m)	460	210
Fetch (Km)		3,85

V.5 Dimensionnement de la digue

V.5.1 La pente de talus

Après propositions de réhabilitations, la digue du barrage de Naaba Zana gardera ses dimensions : Hauteur **3,85 m** en tenant compte du mur parapet (**0,50 m**) et des pentes des talus de **1V/2H** à l'amont comme à l'aval. La justification du choix de ces talus sera confirmée avec le logiciel GeoStudio.

V.5.2 La largeur en crête Lc

La largeur en crête de la digue en prenant en compte les nouvelles dimensions sera réévaluée avec les formules de KNAPPEN et PREECE :

Tableau XIX: Largeur en crête après réhabilitation

FORMULES	Lc (m)
KNAPPEN	3,24
PREECE	3,16

Une largeur en crête $L_c = 4,5 \text{ m}$ sera retenu pour la digue du barrage de Naaba Zana. Cette valeur est adéquate pour permettre aux engins de circuler sans problème.

V.5.3 La largeur en base L_f

La valeur obtenue pour la largeur en base est $L_f = 19,90 \text{ m}$. Pour la sécurité de l'ouvrage, des protections doivent être faites au niveau des talus suivant des dimensions bien précises.

V.5.4 Protection des talus amont et aval

L'épaisseur minimale à utiliser pour la protection des talus est donc : (*Voir Annexe 2*)

$$e_{\min} = 0,38 \text{ m soit } 40 \text{ cm.}$$

V.5.5 Estimation du débit de fuite

Elle vient de la loi de Darcy et donne les résultats suivants :

$$q = 7,50 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } K_r = 10^{-9} \text{ m/s}$$

V.5.6 Epaisseur du drain horizontal

Après calculs, nous obtenons une Longueur de drain $L_d = 4,98 \text{ m}$ et une épaisseur $e = 3,86 \text{ cm}$. Pour l'épaisseur du drain nous retiendrons 5 cm qui est la valeur généralement utilisée pour les petits barrages en terre (*LO, 2016*).

V.5.7 Vérification de la revanche libre

En réduisant la charge d'eau au-dessus du déversoir ($h = 1 \text{ m}$) par augmentation de la longueur du déversoir, nous obtenons maintenant une revanche $R = 0,62 \text{ m}$. Cette valeur sera vérifiée par des méthodes de calcul pour voir si elle peut être maintenue.

□ Approche empirique

Dans cette approche, la formule de Molitor est utilisée pour déterminer la hauteur des vagues et la formule de Gaillard pour le calcul de la revanche.

➤ **Formule de Molitor**

Avec $f = 3,85$ Km et $U = 8,28$ Km/h on obtient une hauteur des vagues $h = 0,58$ m

➤ **Formule de Gaillard**

La vitesse de propagation des vagues et la revanche calculée seront égales à :

$$V = 2,65 \text{ m/s et } R = 0,79 \text{ m}$$

❑ **Approche simplifiée**

Le Comité des Grands Barrages propose des recommandations sur l'estimation de la revanche en fonction du volume V de la retenue et de la hauteur de la digue H pour les petits barrages. L'expression $H^2\sqrt{V}$ nous donne **27,59**. Par interpolation la valeur minimale de la revanche est de **$R = 0,58$ m**.

En prenant en considération le fait que le barrage de Naaba Zana soit un petit barrage nous pouvons retenir la valeur de la revanche **$R = 0,62$ m** qui est supérieur à la valeur minimale de la revanche à prendre en compte pour les petits barrages et proche de la moyenne entre ces deux approches de calculs (moyenne des revanches égale à **$0,68$ m**).

V.5.8 Stabilité de la digue

La vérification de la stabilité de la digue revient à vérifier si les pentes choisies pour les talus seront vraiment stables. Le logiciel GeoStudio à travers la fonction « Slope », nous donne un coefficient de sécurité au glissement **$F_g = 2,75 > 1,50$** donc les pentes de talus choisies sont **bonnes**.

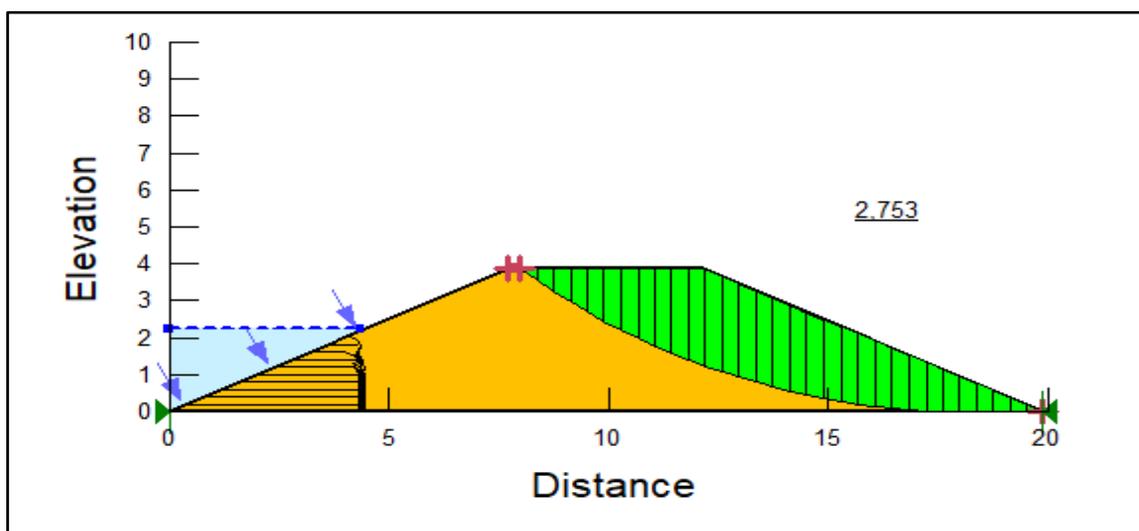


Figure 13: Stabilité des talus avec le logiciel GeoStudio 2012

V.6 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue actuel a les caractéristiques suivantes : $L = 210$ m, $h = 1$ m, les pentes amont et aval sont respectivement $1V/1H$ et $1V/2H$. La crue de rupture du barrage est estimée à environ **1100,23 m³/s** (*Voir Annexe 2*), ce qui est loin du débit centennal mais pour plus de sécurité des études de stabilités seront faites pour s'assurer que l'ouvrage ne cèdera pas. Etant un déversoir de type radier submersible en remblai compacté, sa sécurité pendra en compte la vérification de la stabilité face au glissement et face au renversement.

V.6.1 Stabilité de l'évacuateur de crue

Nous obtenons des coefficients de sécurité :

$F_G = 3,48 > 1,20$ et $F_R = 9,65 > 1,50$ donc les stabilités au renversement et au glissement sont vérifiées. L'ouvrage est stable (*Voir Annexe 2*)

V.6.2 Dimensionnement du bassin de dissipation

Pour notre étude, $Fr = 6,50$ et $V_1 = 9,08$ m/s qui respectent la condition « $Fr > 4,5$ et $V_1 < 15$ m/s », donc nous choisirons un bassin à ressaut de **type II USBR** et nous retiendrons une longueur de 210 m.

Le bassin de dissipation sera construit en béton ordinaire d'une épaisseur de 0,25 m reposant sur une couche de sable filtrante de 10 cm d'épaisseur, par des plots 5 m de large séparés par des joints bitumineux. Il est traversé par une série de barbacanes en PVC de 50 mm, à raison de quatre par plot, pour l'évacuation des sous pressions et se termine par une bêche aval également en béton ordinaire de 0,40 m d'épaisseur, de pente $1V/2H$ et de 1 m de profondeur.

Tableau XX: Résultats des dimensions du bassin de dissipation

CARACTERISTIQUES	SYMBOLES	VALEURS
Lame d'eau au-dessus du déversoir	h (m)	1,00
Hauteur d'eau au PEN	H0 (m)	3,35
Enfoncement du bassin	D (m)	1,10
Débit de crue maximal	Q (m³/s)	381,15
Tirant d'eau normal	Yn (m)	0,64
Tirant d'eau critique	Yc (m)	0,70
Débit unitaire	q (m³/s/ml)	1,82
Vitesse d'eau au-dessus du seuil	V (m/s)	1,82
Ligne d'eau	He (m)	1,17
Charge de fond	H(m)	4,45
Hauteur de chute	Z (m)	5,62
Tirant d'eau avant ressaut	Y₁ (m)	0,20
Vitesse d'eau à l'entrée du bassin	V₁ (m/s)	9,08

CARACTERISTIQUES	SYMBOLES	VALEURS
Nombre de Froude	Fr	6,5
Type de bassin retenu	<i>Bassin de type II en cyclopéen</i>	
Tirant d'eau conjugué	Y₂ (m)	1,74
Largeur du bassin de dissipation	L(m)	5,00
Hauteur du seuil terminal	h₄ (m)	0,28
Hauteur des blocs chicanes	h₂(m)	0,32
Hauteur des blocs de chute	h₁ (m)	0,20

La condition $Y_2 \leq Y_n + D$ est vérifiée donc le ressaut ne quittera pas le bassin et l'énergie sera bien dissipée.

V.6.3 Caractéristiques des ouvrages de prise

Avec une longueur de 20 m (cette longueur correspond à la largeur en base de la digue) et une hauteur d'eau en amont est de **2,23 m**. Après projection sur le diagramme de MOODY nous pouvons dire que les prises d'eau auront des conduites en fonte de **400 mm** de diamètre passant sous le corps de la digue avec un débit de **0,56 m³/s** (*Voir Annexe 1* pour le détail des calculs et l'abaque).

V.6.4 Dimensionnement des dalles de protection

➤ Vérification des déformations

La déformation est mesurée en unité de déformation et les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XXI: Résultats de calculs de la déformation de la plateforme avec Alizé LCPC

Structure	Déformation verticale de la plateforme ϵ_z	Déformation verticale admissible $\epsilon_{z,adm}$	Conclusion
Plateforme (sol)	119,3 μdef	1027 μdef	Condition vérifiée

Il s'en suivra le calcul des contraintes tangentielles dans les différentes couches de béton.

Tableau XXII: Résultats de calculs de la déformation du béton

Structure	Contrainte tangentielle σ_T	Contrainte tangentielle admissible $\sigma_{T,adm}$	Conclusion
Béton de ciment	1,36 MPa	2,10 MPa	Condition vérifiée

Béton de propreté	0,27 MPa	1,33 MPa	Condition vérifiée
--------------------------	----------	----------	--------------------

Les vérifications par logiciel nous montrent qu'il n'y aura pas de déformation importante au niveau de la structure et que les contraintes sont inférieures à la contrainte maximale admissible. Nous obtenons une déflexion de **19 mm / 100** ce qui est acceptable. Tous les détails de calculs et de programmation du logiciel sont présentés en *Annexe 2*.

➤ **Ferraillage**

La nappe inférieure et supérieure des dalles seront protégées avec des aciers **HA8** espacés de **20 cm** pour les dalles amont, aval et en crête. Comme ces dalles seront en contact permanent avec l'eau, un enrobage de **5 cm** sera considéré.

VI. DISCUSSIONS ET ANALYSES

VI.1 Etude hydrologique

Lors de nos études nous avons réévalué le débit de projet qui est passé de 274 m³/s à 381,15 m³/s en 14 ans, ce qui témoigne l'existence d'une instabilité climatique sérieuse qui peut causer des dégâts non négligeables. Avec une série de pluie longue nous pouvons au mieux prendre du recul et analyser tous les facteurs liés à ce changement.

VI.2 Etude de la retenue

Les résultats des études menées sur la retenue du barrage de Naaba Zana nous montrent qu'elle est suffisante pour subvenir aux besoins des populations en générale. Cependant nous avons remarqué qu'une grande partie de l'eau est perdue par infiltration et par évaporation (environ 82,62 % de la retenue totale). Seulement 7,55 % sont utilisés par les populations pendant la saison sèche et il reste environ 9,83 % à la fin de la saison. Ces pertes importantes d'eau peuvent se justifiées d'une part par la composition du sol de la zone du barrage et d'autre part par le type de climat au Burkina Faso.

La capacité de la retenue arrive à satisfaire les besoins globaux de la population car le village de Naaba Zana n'est pas trop habité. Notons que le village est dans la commune de Koubri et n'est pas trop reculé (Voir la partie localisation de la zone d'étude). Sa situation géographique l'expose à un risque d'explosion démographique, ce qui augmentera considérablement les besoins et rendra la retenue d'eau insuffisante si toute fois des solutions adéquates ne sont pas prises pour minimiser les pertes.

VI.3 La digue du barrage

La digue du barrage étant routière, sa crête doit être assez large pour permettre de passer dessus d'où la conservation des 4,5 m de largeur. Les vérifications de stabilité des talus de la digue se sont montrées positives avec des talus respectant les normes constructives pour les petits barrages. Sa côte de calage qui était de 300,24 m n'a pas été changée pour des raisons de sécurité. Le choix des talus s'est fait avec le tableau qui donne les pentes de talus recommandées en fonction de la hauteur du barrage. Des vérifications par le logiciel GeoStudio ont confirmé la stabilité des pentes choisies. Ne pouvant pas modifier les dimensions de la digue, nous nous sommes plus focalisés sur l'évacuateur de crue afin d'avoir une sécurité importante tout en veillant à ne pas baisser la quantité d'eau mobilisable.

VI.4 L'évacuateur de crue

VI.4.1 Justification du choix

Le type d'évacuateur de crue existant sur le barrage avant réhabilitation a été maintenu. L'augmentation considérable du débit de projet a entraîné une augmentation importante de charge d'eau au-dessus du seuil, en gros la longueur du déversoir en place ne permettait plus d'évacuer le débit d'où la présence de dégradations importantes des ouvrages. Rappelons qu'en 2005 le barrage a été submergé par les eaux et la digue a cédé. En ramenant la charge au-dessus du seuil à 1 m nous obtenons une revanche de 0,62 m, ce qui est acceptable pour les petits barrages.

L'idéal pour nous aurait été de changer le type de déversoir et y ajouter un ouvrage de franchissement mais nous nous heurtons à des contraintes financières. Dans notre contexte d'étude, le déversoir de type radier submersible est donc un bon choix tant du côté socio-économique qu'environnemental.

VI.4.2 Difficultés de mise en œuvre et précautions à prendre

Difficultés

Les différentes difficultés qui peuvent être rencontrées dans notre étude se trouvent entre autres dans la mise en œuvre des solutions proposées. Les déversoirs type radier submersible en remblai compacté bien que moins coûteux causent souvent beaucoup de problèmes lorsqu'il manque de la rigueur au niveau des travaux.

Précautions à prendre

Pour que les solutions de protections proposées contribuent fortement à réduire les dégâts, plusieurs précautions doivent être prises lors de la réalisation des travaux :

- Veuillez à ce que le dosage du béton armé soit respecté (**350 Kg/m³**) et **150 KN/m³** pour le béton de propreté sur lequel se reposera les dalles.
- Poser les dalles par plot de 5 m en les liants avec des joints bitumineux de 1 cm afin de lutter contre les infiltrations.
- Au niveau du talus amont, veuillez à mettre en place un système de protection pour éviter que les animaux ne creusent et passent là-dedans.

VI.5 Evaluation du coût de la réhabilitation

Le projet de réhabilitation du barrage de Naaba Zana coûtera environ **298 207 653 FCFA** (*Voir Annexe 4*). Le récapitulatif de l'estimation globale du cout est présenté dans le tableau suivant :

Tableau XXIII: Récapitulatif de l'estimation des coûts de réhabilitation

Numéro	Désignation des travaux	Montant (FCFA)
1	Amenée et repli du matériel, installation de chantier	55 600 000
2	Digue	36 813 750
3	Déversoir	153 054 600
4	Mesures de compensations environnementales	7 250 000
TVA (18%)		45 489 303
Total TTC		298 207 653

VI.6 Notice d'impact environnemental et social

Le Burkina Faso dispose pour la gestion de l'environnement de politiques et procédures stratégiques. Il a souscrit à des accords et conventions sous régionales et internationales en matière de protection de l'environnement, de la lutte contre la désertification, de gestion des espèces et des écosystèmes. Le décret n°2001-342/PRES/PM/MEE du 17 juillet 2001 réglementant l'étude d'impact environnemental et la notice d'impact sur l'environnement nous permet de classer cette étude dans la catégorie B « Activités soumises à une notice d'impact sur l'environnement ».

Le projet de réhabilitation du barrage de Naaba Zana se fera à travers la reconstruction d'une partie de la digue, du déversoir radier submersible et le reboisement autour de la cuvette. Les travaux peuvent s'étaler sur plusieurs mois en saison sèche et nécessitera la mobilisation de gros engins de chantier tels que les compacteurs, les pelles hydrauliques. La conduite de cette étude a permis suite à l'analyse de l'interaction entre le projet et l'environnement de déceler les impacts positifs et négatifs liés à la réalisation des travaux afin de proposer un Plan de Gestion Environnemental et Social (*Annexe 3*).

Le projet aura des répercussions positives telles qu'une création d'emplois et la cohésion sociale des populations locales lors des travaux de réhabilitation. Les impacts négatifs occasionnés par l'exécution du projet seront entre autres la dégradation de la qualité de l'air et des sols pendant la période des travaux. Malgré ces impacts, la notice d'impact environnemental montre que toutes les parties prenantes ont adhéré au projet.

VII. CONCLUSION

Le présent document sur les études techniques d'avant-projet détaillé pour la réhabilitation du barrage de Naaba Zana s'inscrit dans le cadre de fin d'étude du cycle d'ingénieur. Cette étude s'insère aussi dans la course pour l'atteinte de l'auto-suffisance alimentaire et de la lutte contre la sécheresse.

Cette étude a abouti à une solution simple et économique qui ne risque pas de pénaliser la population. Le type de déversoir actuel sera maintenu en augmentant seulement sa longueur afin de réduire la charge d'eau passant au-dessus et avoir une bonne revanche acceptable. Cette mesure mettra plus en sécurité la population d'une part et d'autre part les ouvrages. Après réhabilitation le barrage pourra toujours stocker son volume initial de **3 465 000 m³**.

Le coût de réhabilitation du barrage s'élève à **298 207 653 FCFA**. Les travaux envisagés permettront d'assurer la pérennisation du barrage dans le contexte de changement climatique et de mieux répondre à sa vocation agricole.

VIII. RECOMMANDATIONS - PERSPECTIVES

En plus des solutions proposées pour les études de réhabilitation, plusieurs autres recommandations peuvent être faites :

- ✚ Mettre en place des balises d'avertissements juste avant l'accès au déversoir pour éviter les accidents ;
- ✚ Mettre en place une échelle limnimétrique qui permettra d'apprécier la hauteur d'eau ;
- ✚ Le renforcement de la capacité des habitants en matière de gestion de la retenue dont ils bénéficient par des séances de sensibilisation et la mise en place d'un comité d'usagé d'eau ;
- ✚ Mettre en place un système de mesure du niveau d'eau avec une barrière automatique ou semi-automatique qui sera active lors des grandes crues pour bloquer l'accès au déversoir du barrage et minimiser les risques d'accidents.

IX. BIBLIOGRAPHIE

- ADEOSSI, G. (2016). L'étude d'impacte environnemental et social, cours 2iE, 68p.
- BANAO, B. (2018). Diagnostic et études techniques de la réhabilitation du barrage de pabré, 113p.
- BERE, C. C. (2016). Etudes techniques détaillées de la réhabilitation du barrage de doulou, dans la province du Boulkiemde, au Burkina Faso, 92p.
- COMPAORE, M. L. (2016). Cours de barrages 2eme édition, 277p.
- DURAND, J. R. (1999). Technique des petits barrages en Afrique sahéenne et équatoriale Cémagref, 415p.
- FAO. (1998). Crue et Apports, Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versant non jaugés de l'Afrique sahéenne et tropicale seche, 256p .
- Jacques, L. (2005). Géotechnique1, cours Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, 3eme année Ingénierie de la construction, 22p.
- Jean-Pierre M. (s.d.). Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, 287p.
- KARAMBIRI, H. (2008). Hydrologie des bassins versant 1, 155p. .
- LO, M. (2016). Cous de barrage.
- OUEDRAOGO W, M. (2019). Contribution à la réalisation d'étude diagnostique pour la réhabilitation du barrage de Kabouda, commune de Méguet, province du Ganzourgou, région du Plateau Central au BURKINA FASO, 107p .
- PODA, T. L. (2017). Contribution à la réalisation des études techniques détaillées de la réhabilitation du barrage de Goinré dans la commune de Ouahigouya (Burkina Faso) ,102p. .
- Rodier. (1975). Evaluation de l'écoulement annuel dans les régions sahéennes et tropicales seches.
- SOMDAKOUMA, W. A. (2017). Etudes techniques du barrage agropastoral de Kelbo, province du soum (BURKINA FASO), 117p .
- YONABA, O. R. (2012). Etudes d'actualisation, de supervision et contrôle d'exécution du barrage de bigtogo dans la commune rurale de pabré – région du centre, 86p.
- ZIDA G. (2017). Diagnostic et optimisation du barrage de Boudiéri dans la commune de Kantchari au Burkina Faso, 89p .
- ZOUNGRANA, K. D. (2012). Actualisation des études techniques pour la réhabilitation du barrage de Séguénéga, province du Yatenga, 92p.

Sites internet :

- www.earthexplorer.usgs.gov visité le 22/08/2019
- http://documentation.2ie-edu.org/cdi2ie/opac_css/index.php?lvl=more_results visité le 10/10/2019
- <http://burkinafaso.opendataforafrica.org/> visité le 02/11/2019

X. ANNEXES

ANNEXE I : DONNEES METEOROLOGIQUES.....	62
ANNEXE II : NOTES DE CALCULS	69
ANNEXE III: ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX.....	103
ANNEXE IV : ELAVUATION DES COUTS DES TRAVAUX.....	108
ANNEXE V : PLANS ET COUPES DES OUVRAGES.....	110

ANNEXE I : DONNEES METEOROLOGIQUES

Les données météorologiques utilisées pour le projet sont celles de la station synoptique de Ouagadougou plus précisément celles prises à l'aéroport :

❖ Données pluviométriques

Les pluies maximales journalières s'étendent de 1961 à 2016 et les pluies totales annuelles de 1961 à 2015 :

Tableau XXIV: Pluies journalières maximales

Années	Pluies maximales journalières
1961	72,1
1962	93,6
1963	58,4
1964	57,3
1965	62,4
1966	42,7
1967	56,1
1968	40,2
1969	40,2
1970	102,7
1971	89,6
1972	89,8
1973	59,9
1974	59,0
1975	60,5
1976	65,6
1977	76,7
1978	89,3
1979	67,5
1980	46,5
1981	45,7
1982	61,5
1983	37,1
1984	63,3
1985	42,8
1986	50,4
1987	47,2
1988	75,6
1989	64,2
1990	74,9

1991	55,0
1992	105,2
1993	53,9
1994	54,0
1995	58,2
1996	73,1
1997	70,3
1998	45,2
1999	72,4
2000	66,0
2001	58,6
2002	49,8
2003	58,1
2004	62,1
2005	55,1
2006	75,7
2007	51,5
2008	116,7
2009	58,4
2010	261,3
2011	70,4
2012	43,8
2013	67,8
2014	67,3
2015	57,2
2016	67,0

Ci-dessous les pluies annuelles :

Tableau XXV: Pluies totales annuelles

Années	Pluies totales annuelles
1961	696,2
1962	1183,2
1963	656,8
1964	1089,4
1965	852,2
1966	648,1
1967	764,4
1968	810,6
1969	984,5
1970	747,8
1971	796,8

1972	1009,1
1973	780,4
1974	889,4
1975	733,4
1976	1024,1
1977	619,4
1978	789,6
1979	729,3
1980	696,7
1981	777,2
1982	695,1
1983	735,6
1984	560,7
1985	619,9
1986	710,8
1987	784,5
1988	734,9
1989	797,8
1990	675,9
1991	900,7
1992	698,7
1993	750,6
1994	727,8
1995	700,2
1996	677,4
1997	587,5
1998	668,3
1999	800,2
2000	594,1
2001	618,7
2002	656,2
2003	847,7
2004	772,0
2005	845,5
2006	596,8
2007	713,2
2008	812,4
2009	923,6
2010	849,6
2011	689,4
2012	1003,0
2013	795,3
2014	843,9

2015	898,6
------	-------

❖ Températures moyennes minimales et maximales

Tableau XXVI : Données des températures

Années	Températures moyennes minimales sous abris (°C)	Températures moyennes maximales sous abris (°C)
1968	21,61	34,48
1969	21,88	35,43
1970	21,40	35,31
1971	21,46	34,97
1972	21,30	34,55
1973	21,94	35,08
1974	21,38	34,43
1975	21,19	34,51
1976	21,17	34,02
1977	21,77	35,25
1978	21,78	34,98
1979	22,31	35,05
1980	21,37	35,08
1981	21,77	35,27
1982	21,75	34,36
1983	21,66	35,51
1984	21,96	34,93
1985	22,13	34,66
1986	21,72	34,48
1987	22,08	35,68
1988	21,73	34,56
1989	21,44	34,92
1990	22,33	35,26
1991	22,18	34,59
1992	21,54	34,49
1993	22,21	35,52
1994	21,90	34,85
1995	22,07	35,28
1996	22,44	35,69
1997	22,55	35,25
1998	23,03	35,49
1999	22,50	34,92
2000	22,32	35,41
2001	22,37	35,67
2002	22,83	35,48

2003	22,70	35,48
2004	22,85	35,43
2005	23,47	35,53
2006	22,75	35,53
2007	22,93	35,70
2008	22,09	35,40

❖ Vitesse du vent en m/s

Tableau XXVII: Données de la vitesse du vent

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	MOY
1961	3,1	3,6	3,3	3,2	4,1	4,1	3,3	2,6	1,7	2,0	2,0	2,4	3,0
1962	2,6	3,0	2,8	3,3	4,2	3,9	3,3	2,5	2,2	2,4	2,3	2,7	2,9
1963	2,4	2,6	3,3	3,3	3,2	3,7	3,3	2,6	2,5	2,0	1,8	1,9	2,7
1964	2,6	2,8	2,6	3,0	3,7	3,1	2,7	2,6	1,9	1,8	1,6	1,5	2,5
1965	2,1	1,7	1,8	2,3	3,2	3,2	2,6	2,0	1,7	2,0	2,1	2,2	2,2
1966	2,1	2,8	2,4	3,4	3,5	2,9	3,3	2,5	2,1	1,8	1,8	2,0	2,6
1967	2,8	2,5	2,3	2,9	3,5	3,1	2,4	1,6	1,6	1,4	1,5	1,4	2,3
1968	1,7	1,9	2,6	3,4	3,1	3,0	2,3	2,6	1,8	2,0	1,7	1,8	2,3
1969	2,3	2,1	2,6	3,3	3,5	3,4	2,4	1,9	1,8	1,9	1,7	1,6	2,4
1970	1,9	2,0	2,3	3,2	3,4	3,5	2,9	2,3	2,2	2,2	1,8	2,2	2,5
1971	2,4	2,3	2,7	2,9	3,5	3,9	3,0	2,6	1,6	2,0	1,8	2,1	2,6
1972	2,1	2,8	2,7	2,7	2,8	2,6	2,5	1,9	2,2	2,3	1,8	2,1	2,4
1973	2,8	2,3	3,0	2,5	3,2	3,1	3,2	2,0	2,6	2,1	2,7	2,1	2,6
1974	2,6	2,8	2,6	2,4	3,3	3,4	2,8	2,1	2,0	1,8	1,7	2,4	2,5
1975	2,7	2,1	2,5	2,6	3,0	3,1	2,1	2,2	1,8	1,9	1,9	2,4	2,4
1976	2,6	2,5	2,7	2,6	3,1	2,5	2,6	1,8	1,8	1,9	1,7	1,8	2,3
1977	2,0	2,5	2,9	2,4	2,8	2,9	**	2,6	2,1	2,1	1,7	**	2,4
1978	1,8	1,3	1,5	2,2	2,3	2,2	2,4	1,7	1,5	1,8	2,2	1,9	1,9
1979	2,0	2,2	2,2	2,3	2,5	2,4	1,9	1,9	1,3	1,4	**	**	2,0
1980	**	1,8	1,8	**	**	2,5	2,5	**	1,4	2,1	1,4	2,1	2,0
1981	2,6	2,6	2,1	2,0	1,8	2,0	2,3	1,8	2,1	2,7	2,8	2,3	2,3
1982	3,0	2,7	2,2	3,2	3,1	2,6	2,7	2,3	1,9	2,0	2,1	2,6	2,5
1983	3,1	2,0	2,1	2,3	3,3	2,7	2,4	2,2	1,9	1,2	1,1	1,2	2,1
1984	1,4	1,7	2,0	2,6	2,6	2,2	2,3	2,1	1,9	1,7	1,6	2,0	2,0
1985	2,0	2,7	2,2	2,2	2,9	3,2	2,2	2,0	1,9	1,3	1,3	2,4	2,2
1986	2,1	1,8	2,0	2,7	2,0	2,6	2,3	1,9	1,8	2,0	1,4	2,3	2,1
1987	1,8	2,1	2,1	2,4	2,4	2,4	1,8	1,4	1,5	1,1	1,0	1,6	1,8
1988	1,6	1,8	1,5	2,0	2,0	2,4	1,9	1,6	1,6	1,3	1,3	2,1	1,8
1989	2,2	2,4	1,7	1,9	2,7	2,9	2,2	1,5	1,5	1,3	1,5	1,7	2,0
1990	1,9	2,3	2,6	2,0	2,6	2,4	2,4	1,7	1,5	1,5	1,3	1,6	2,0
1991	2,3	1,5	1,9	2,3	2,2	2,3	2,3	1,6	1,6	1,7	1,4	2,2	1,9
1992	2,6	2,4	2,0	2,1	2,8	2,8	2,0	1,2	1,3	1,4	1,5	1,3	2,0
1993	2,0	1,5	1,2	1,2	1,7	1,6	1,4	1,6	1,4	1,4	0,8	1,9	1,5
1994	2,1	1,9	1,5	1,7	2,3	2,4	2,1	1,7	1,3	1,5	1,3	2,5	1,9
1995	2,1	2,0	2,2	2,4	2,7	2,8	2,2	1,7	1,7	1,8	1,6	2,1	2,1
1996	1,7	1,9	2,1	1,9	2,7	2,9	2,8	2,6	2,0	2,1	2,0	1,8	2,2
1997	2,2	3,2	2,8	2,3	2,8	2,8	2,4	1,6	1,8	2,0	1,1	1,9	2,2
1998	2,3	2,4	2,7	2,5	2,7	2,5	2,3	2,0	1,7	2,1	1,5	2,0	2,2
1999	2,6	2,4	2,6	2,9	3,2	3,3	2,6	2,1	1,5	1,9	1,7	2,3	2,4

2000	2,3	3,1	2,3	0,9	1,4	2,7	0,9	1,0	2,2	1,7	1,5	2,1	1,8
2001	2,2	2,8	2,2	2,5	2,9	2,7	2,4	2,0	2,0	1,8	1,7	2,1	2,3
2002	2,9	2,5	2,0	2,2	2,6	3,0	2,4	2,2	2,1	1,9	1,7	2,4	2,3
2003	2,3	2,2	2,6	2,8	2,9	**	2,3	2,1	1,9	2,0	1,6	2,2	2,3
2004	2,3	2,5	2,7	2,5	2,9	3,0	2,3	2,0	2,1	1,9	1,8	1,8	2,3
2005	2,9	2,9	2,1	2,5	3,0	2,9	2,2	1,9	1,8	1,6	1,2	1,6	2,2
2006	1,7	2,3	2,4	2,3	3,2	3,1	2,5	2,2	2,3	1,8	2,2	2,5	2,4
2007	3,3	2,7	2,7	2,6	2,9	3,6	2,7	2,4	1,8	2,3	2,2	2,6	2,7
2008	3,3	3,2	2,8	2,9	3,2	3,1	2,7	2,2	2,3	2,2	2,0	2,4	2,7
2009	2,4	2,6	2,7	2,6	3,3	3,3	2,8	2,3	2,3	2,7	2,3	2,3	2,6
Moy	2,3	2,4	2,3	2,5	2,9	2,9	2,4	2,0	1,8	1,9	1,7	2,1	2,3

❖ Données d'évaporation

Tableau XXVIII : données d'évaporation de la ville de Ouagadougou

Année	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	TOT AL
1968	262,0	287,0	330,0	296,0	293,0	224,0	186,0	202,0	168,0	232,0	231,0	241,0	2952,0
1969	275,0	278,0	349,0	334,0	385,0	257,0	210,0	*	184,0	195,0	217,0	227,0	2911,0
1970	258,0	271,0	336,0	349,0	333,0	276,0	222,0	139,0	152,0	218,0	236,0	241,0	3031,0
1971	255,0	260,0	314,0	341,0	327,0	*	230,0	*	169,0	232,0	227,0	219,0	2574,0
1972	252,0	300,0	339,0	293,0	276,0	246,0	208,0	171,0	*	232,0	231,0	231,0	2779,0
1973	275,0	*	342,0	325,0	331,0	265,0	226,0	177,0	188,0	247,0	274,0	233,0	2883,0
1974	247,0	281,0	339,0	354,0	347,0	307,0	207,0	185,0	174,0	217,0	246,0	252,0	3156,0
1975	258,0	253,0	337,0	347,0	325,0	306,0	197,0	176,0	167,0	236,0	241,0	264,0	3107,0
1976	239,0	277,0	334,0	328,0	301,0	222,0	217,0	163,0	153,0	170,0	223,0	239,0	2866,0
1977	257,0	271,0	328,0	331,0	314,0	245,0	*	184,0	171,0	227,0	239,0	*	2567,0
1978	284,0	282,0	356,0	280,0	269,0	231,0	194,0	177,0	167,0	214,0	238,0	227,0	2919,0
1979	258,0	263,0	329,0	340,0	*	220,0	202,0	168,0	143,0	202,0	*	*	2125,0
1980	*	303,0	378,0	*	*	234,0	219,0	*	203,0	*	*	244,0	1581,0
1981	262,0	306,0	336,0	319,0	285,0	277,0	186,0	173,0	179,0	232,0	253,0	238,0	3046,0
1982	253,0	249,0	296,0	301,0	273,0	223,0	206,0	156,0	191,0	209,0	236,0	233,0	2826,0
1983	280,0	281,0	347,0	339,0	315,0	231,0	*	*	*	247,0	245,0	228,0	2513,0
1984	238,0	271,0	308,0	324,0	303,0	246,0	233,0	211,0	177,0	204,0	226,0	230,0	2971,0
1985	262,0	284,0	324,0	334,0	332,0	297,0	211,0	197,0	178,0	228,0	241,0	260,0	3148,0
1986	249,0	264,0	319,0	353,0	310,0	273,0	181,0	168,0	163,0	227,0	209,0	241,0	2957,0
1987	236,0	262,0	312,0	357,0	366,0	*	226,0	176,0	*	202,0	231,0	237,0	2605,0
1988	231,0	275,0	350,0	287,0	309,0	223,0	168,0	161,0	162,0	227,0	216,0	232,0	2841,0

1989	263,0	268,0	294,0	332,0	355,0	275,0	199,0	160,0	180,0	189,0	241,0	227,0	2983,0
1990	234,0	273,0	372,0	315,0	319,0	232,0	192,0	*	186,0	244,0	242,0	236,0	2845,0
1991	271,0	255,0	323,0	307,0	225,0	212,0	188,0	162,0	196,0	220,0	226,0	239,0	2824,0
1992	247,0	302,0	333,0	348,0	299,0	254,0	225,0	174,0	184,0	228,0	226,0	250,0	3070,0
1993	268,0	282,0	365,0	351,0	377,0	265,0	211,0	183,0	168,0	225,0	207,0	241,0	3143,0
1994	252,0	245,0	296,0	316,0	286,0	*	191,0	144,0	158,0	163,0	207,0	243,0	2501,0
1995	251,0	283,0	356,0	316,0	*	*	*	*	*	218,0	245,0	251,0	1920,0
1996	272,0	280,0	355,0	307,0	328,0	249,0	232,0	*	*	*	*	*	2023,0
1997	263,6	277,8	338,1	282,1	299,2	241,1	232,8	177,3	181,7	241,9	248,0	252,7	3036,3
1998	255,6	296,7	370,5	352,7	300,2	261,8	212,8	164,5	175,2	227,1	254,0	243,1	3114,2
1999	259,5	253,2	367,0	361,9	332,6	315,8	210,0	152,5	147,3	217,2	242,9		2859,9
2000	276,0	324,6	386,2	358,8	320,5	265,0	188,7	173,9	198,4	228,2	255,0	261,3	3236,6
2001	277,5	315,8	367,2	369,1	328	249,9	221,2	174,6	176,9	241,3	258,3	284	3263,8
2002	315,0	295,7	356,7	337,6	333,3	273,3	231,5	184,5	197,6	211,8	256,4	285,9	3279,3
2003	279,0	278,1	356,5	331,4	324,2	202,4	197,9	155,5	153,9	197,3	224,4	248,6	2949,2
2004	256,9	295,7	346,6	309,3	301,9	262,6	197	170,7	173,1	225	253,3	259,4	3051,5
2005	286,5	316,5	348	313,6	312,2	241,9	202,1	169,8	158,6	215,1	234,3	264,6	3063,2
2006	259,5	276,6	361,1	337,9	309,7	269	224,2	152	168,1	198,3	265,7	251,3	3073,4
2007	279,3	274,2	347,4	294	295,3	268,9	191		134,9	234,5	226,2	246,3	2792,0
2008	247,5	285,9	337,7	342,1	290,6	233,8	182,9	161	141,6	213,7	223,8	252,7	2913,3
2009	246,9	265,9	339,2	322,3	310,2	262,7	210,1	166,3	165,4	221,1	222,7	240,2	2973,0
MOY mensuelle	260,78	279,58	340,93	327,73	313,87	253,64	206,90	170,87	171,18	218,94	236,38	244,58	2839,8

ANNEXE II : NOTE DE CALCULS

❖ Etudes hydrologiques

Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant

Surface et Périmètre

La surface et le périmètre du bassin versant de Naaba Zana ont été déterminés à partir de l'utilisation simultanée des logiciels Google Earth et ArcGIS. Après traitement des images satellitaires nous avons délimité le bassin versant du barrage et les résultats obtenus se présentent comme suit :

SURFACE : 680 Km²

PERIMETRE : 171 Km

COORDONNEES UTM : X= 0679 437 et Y = 1 349 443

TYPE DE CLIMAT : TROPICAL SEC

Courbe hypsométrique

Elle représente la répartition de la superficie du bassin en fonction de l'altitude et fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Les altitudes spécifiques sont obtenues par :

Tableau XXIX : Données de la courbe hypsométrique

Altitudes(m)	Surfaces cumulées (%)	Surfaces cumulées (Km)
366	0,000	0,00
343	10,891	74,09
335	28,529	194,08
328	47,702	324,51
321	66,042	449,28
313	80,204	545,62
305	89,691	610,16
297	95,524	649,84
288	99,218	674,97
278	100,000	680

Z (5%) = H (5%) = 353 m

$$Z (95\%) = H (95\%) = 298 \text{ m}$$

Pente longitudinale I

Elle est fonction de la superficie du bassin versant et est calculée à partir de la formule simplifiée de GRESILLON :

$$I = \frac{0,026}{S^{0,5}} = \frac{0,026}{680^{0,5}}$$

$$I = 1,00 \text{ ‰}$$

R1	correspond à des bassins de pentes extrêmement faibles inférieures à 2 m/km (.2 ‰).
R2	correspond à des bassins de pentes faibles comprises entre 2 m/km et 5 m/km (2 ‰ et 5 ‰). Ce sont des bassins de plaine.
R3	correspond à des bassins de pentes modérées comprises entre 5 et 10 m/km (5 ‰ et 10 ‰). Ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain.
R4	correspond à des bassins de pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 1% et 2 %, pentes transversales supérieures à 2 %. Ce sont des zones d'ondulation de terrain.
R5	correspond à des bassins de pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2 et 5 %, pentes transversales entre 8 et 20 %. Ce sont des régions de collines.
R6	correspond à des bassins de pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5 %, pentes transversales supérieures à 20 %. Ce sont des régions de montagnes

Source : dossier N°12, Le point sur La maîtrise des crues dans les bas-fonds, petits et micro barrages en Afrique de l'Ouest. Document pratique 2 - Méthode ORSTOM (p. 354 et 355).

Figure 14: Classification du relief en fonction de la pente longitudinale

La pente longitudinale étant inférieure à 2‰ nous pouvons dire que le relief est de classe **R1**

La perméabilité du sol

Les données pédologiques de la zone du bassin versant est composée en majorité de sols argilo-sableux. Les expériences de l'ORSTOM, ont permis de définir les indices de perméabilité des bassins versants comme suit :

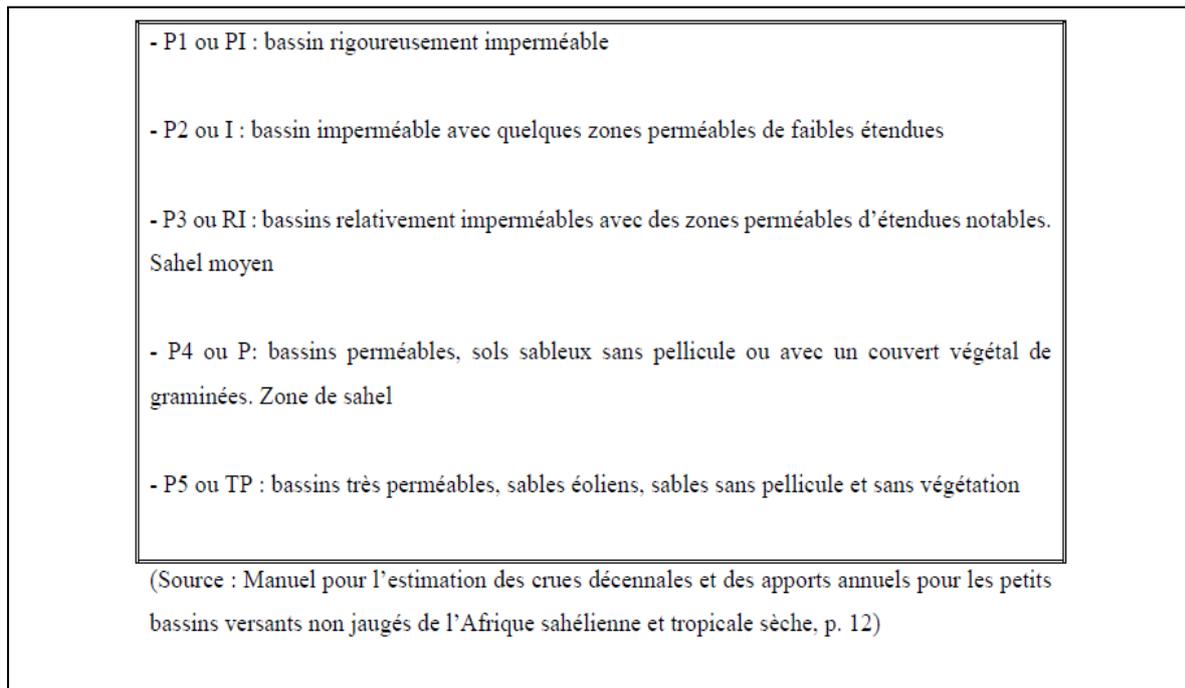


Figure 15: Classification de la perméabilité des sols

Nous adopterons une classe de perméabilité **P2** ou **I** pour notre zone d'étude car le sol est en majorité argilo-sableux.

Densité de drainage **Dd**

Elle a été obtenue à travers l'opération suivante :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S}$$
$$Dd = \frac{656,048}{680}$$

$$Dd = 0,96 \text{ Km}^{-1}$$

Classification du bassin-versant

A l'issue des études de RODIER et AUVRAY on classe les bassins versants en fonction des pentes (classes de relief) et de la perméabilité (géologie et nature du sol). Le bassin-versant du barrage de Naaba Zana est donc du type **R1P2**.

Indice de compacité de Gravelus (**I_{comp}**)

Il est également appelé coefficient de forme. Il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie.

$$I_{comp} = 0,282 \times \frac{P}{S^{0,5}}$$

$$I_{\text{comp}} = 0,282 \times \frac{171}{680^{0,5}}$$

$$I_{\text{comp}} = 1,85$$

Pour un bassin-versant de forme allongée, $I_{\text{comp}} > 1$

Pour un bassin-versant de forme arrondie, $I_{\text{comp}} \leq 1$

On a $I_{\text{comp}} = 1,85$ donc > 1 : le bassin-versant du barrage de Naaba Zana a donc une **forme allongée**.

Longueur du rectangle équivalent

C'est le rectangle ayant la même surface et le même périmètre que le bassin. Elle est obtenue par la formule :

$$L_{\text{eq}} = \frac{P + \sqrt{(P^2 - 16 \times S)}}{4}$$
$$L_{\text{eq}} = \frac{171 + \sqrt{(171^2 - 16 \times 680)}}{4}$$

$$L_{\text{eq}} = 76,63 \text{ Km}$$

Largeur du rectangle équivalent

Elle a été obtenue en effectuant le calcul suivant :

$$l_{\text{eq}} = \frac{P - \sqrt{(P^2 - 16 \times S)}}{4}$$
$$l_{\text{eq}} = \frac{171 - \sqrt{(171^2 - 16 \times 680)}}{4}$$

$$l_{\text{eq}} = 8,87 \text{ Km}$$

Indice global de pente I_g

C'est le rapport de la dénivelée (ΔH) séparant les altitudes ayant approximativement 5% et 95% de la surface du bassin au-dessus d'elles à la longueur du rectangle équivalent (L). Les altitudes étant déterminées sur la courbe hypsométrique et la longueur du rectangle équivalent connue, l'indice global de pente est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{\Delta H}{L_{\text{eq}}}$$

$$I_g = \frac{353 - 298}{76,63}$$

$$I_g = 0,72 \text{ m/km}$$

Lorsque les pentes transversales sont trop différentes (> 20%) de la pente longitudinale (I_g), on calcul alors un indice global de pente corrigé (I_{gcorr}) qui vaut :

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

La pente transversale moyenne a été mesurée sur cinq lignes de plus grande pente du bassin versant.

$n = 2$ pour $L < 5$ km, $n = 4$ pour $25 < L < 50$ km

$n = 3$ pour $5 < L < 25$ km, $n = 5$ pour $L > 50$ km

$L = 76,63$ km donc $n = 5$

Tableau XXX: Données de calcul de la pente transversale

PROFILES	Z_{max} (m)	Z_{min} (m)	L (Km)	I_t (m/km)
1	338,75	295,61	7,72	5,58
2	334,87	285,96	8,96	5,46
3	334,93	281,37	13,51	3,96
4	335,00	270,83	20,22	3,17
5	360,75	264,12	23,69	4,07
LONGUEUR TOTAL(Km)			74,11	
			I_t Moyen	4,45

$$I_{gcorr} = \frac{(5 - 1) \times 0,72 + 4,45}{5}$$

$$I_{gcorr} = 1,46 \text{ m/km}$$

Dénivelée spécifique

Elle permet entre autres de définir les différents types de relief :

Tableau XXXI: Calculs de la dénivelée spécifique et caractérisation du relief

Dénivelée spécifique	$D_s = I_g \times \sqrt{S} = 1,46 \times \sqrt{680}$	$D_s = 38,07 \text{ m}$
Type de relief	Si $D_s < 50\text{m}$ alors relief faible	Relief faible
	Si $50\text{m} < D_s < 100\text{m}$ alors relief modéré	
	Si $D_s > 100\text{m}$ alors relief fort	

Analyse des données pluviométriques

Elle a été faite avec le logiciel HYFRANPLUS et nous donne les détails suivants :

Tableau XXXII : Données d'ajustement par la loi de GUMBEL

Quantiles				
q = F(X) : Probabilité au non dépassement				
T = 1/(1-q)				
Temps de retour	Fréquences	Valeurs De pluies	Intervalles de confiance (95%)	
10000,0	0,9999	277	215	340
2000,0	0,9995	238	186	290
1000,0	0,9990	221	174	268
200,0	0,9950	182	145	219
100,0	0,9900	165	133	197
50,0	0,9800	148	120	175
20,0	0,9500	125	104	147
10,0	0,9000	108	90,5	125
5,0	0,8000	89,3	76,7	102
3,0	0,6667	74,8	65,2	84,3
2,0	0,5000	61,7	54,2	69,2
1,4286	0,3000	48,3	41,4	55,2
1,2500	0,2000	41,2	33,8	48,5
1,1111	0,1000	32,5	24,0	41,0
1,0526	0,0500	26,1	16,4	35,7
1,0204	0,0200	19,5	8,58	30,5
1,0101	0,0100	15,6	3,73	27,4
1,0050	0,0050	12,2	-0,461	24,8
1,0010	0,0010	5,69	-8,45	19,8
1,0005	0,0005	3,36	-11,3	18,1
1,0001	0,0001	-1,32	-17,2	14,5

L'ajustement par la loi normal de GAUSS nous donne les informations suivantes :

Tableau XXXIII: Données d'ajustement par la loi de GAUSS

Quantiles				
q = F(X) : probabilité au non dépassement				
T = 1/(1-q)				
Temps de retour	Fréquences	Valeurs des pluies	Intervalles de confiance (95%)	
10000,0	0,9999	1260	1160	1360
2000,0	0,9995	1200	1120	1290
1000,0	0,9990	1180	1090	1260
2000,0	0,9950	1110	1040	1180
100,0	0,9900	1080	1010	1150
50,0	0,9800	1040	981	1100
20,0	0,9500	989	935	1040
10,0	0,9000	941	894	988
5,0	0,8000	884	843	924
3,0	0,6667	830	794	866
2,0	0,5000	773	739	808
1,4286	0,3000	705	668	742
1,2500	0,2000	663	623	704
1,1111	0,1000	606	559	653
1,0526	0,0500	558	505	611
1,0204	0,0200	504	443	566
10101	0,0100	469	402	536
1,0050	0,0050	436	364	509
1,0010	0,0010	369	285	453
1,0005	0,0005	342	254	431
1,0001	0,0001	286	188	385

Détermination de la crue de projet

Coefficient de ruissellement décennal Kr_{10}

Les résultats de cette méthode ont été obtenus à partir des calculs suivants :

Les coefficients de ruissellement Kr_{70} ou $K_{100} = \frac{a}{(S + b)} + c$ Et le temps de base

$Tb_{10} = a \times S^x + b$ en fonction du type de climat et de la superficie du bassin versant supérieur à 7 km. En zone tropicale sèche nous avons les paramètres suivants :

Pour une classe d'infiltrabilité **I** et un bassin versant ayant une superficie comprise entre 1 et 1500 Km² nous avons : **Ig = 1,46 ‰ < 3 ‰** donc nous considérerons un indice global de pente

Ig = 3 ‰ pour la suite des calculs :

Caractéristiques		a'	b'	c'
Infiltrabilité	Pente			
I	15	2400	100	32
	7	1940	100	30
	3	1440	100	28
RI	15	325	30	26
	7	240	30	22
	3	200	30	17
P	7	55	17	9,5

Figure 19 : Paramètres de calcul de K_{r70} (Source : Manuel FAO Numéro 54, Page 56)

$$K_{r70} = \frac{1250}{680 + 100} + 25$$

$K_{r70} = 26,60 \%$
--

De même pour K_{r100} On obtient les coefficients suivants :

Caractéristiques		a'	b'	c'
Infiltrabilité	Pente			
I	15	2400	100	32
	7	1940	100	30
	3	1440	100	28
RI	15	325	30	26
	7	240	30	22
	3	200	30	17
P	7	55	17	9,5

Figure 20: Paramètres de calcul de K_{r100} (Source : Manuel FAO Numéro 54, Page 57)

$$K_{r100} = \frac{1440}{680 + 100} + 28$$

$$\mathbf{K_{r100} = 29,84 \%}$$

Par extrapolation, nous trouvons la valeur de K_{r10} dont la démarche de calcul est la suivante :

$$K_{r10} = K_{r100} - \frac{(K_{r100} - K_{r70}) \times (100 - P_{10})}{100 - 70}$$

$$K_{r10} = 29,84 - \frac{(29,84 - 26,60) \times (100 - 108)}{100 - 70}$$

$$\mathbf{K_{r10} = 30,71 \%}$$

Temps de Base

Concernant le temps de base nous allons considérer deux intervalles de pentes globales et procéder par une interpolation linéaire :

$Ig = 1$	$Tb_{10} = 560 \cdot S^{0,36} + 400$
$Ig = 3$	$Tb_{10} = 325 \cdot S^{0,36} + 315$
$Ig = 7$	$Tb_{10} = 163 \cdot S^{0,36} + 142$
$Ig = 10$	$Tb_{10} = 95 \cdot S^{0,36} + 80$
$Ig = 15$	$Tb_{10} = 75 \cdot S^{0,36} + 55$
$Ig = 25$	$Tb_{10} = 44 \cdot S^{0,36} + 28$
$Ig = 30$	$Tb_{10} = 35 \cdot S^{0,36} + 20$

Figure 16: Paramètres de calcul du temps de base en zone tropical sèche (Source : Manuel FAO numéro 54, Page 65)

Pour $Ig = 1^0/00$, $T_{b10.1}$ = temps de base pour $Ig = 1^0/00$, $T_{b10.3}$ = temps de base pour $Ig = 3^0/00$

$$\mathbf{T_{b10.1} = 560 \times S^{0,36} + 400}$$

$$T_{b10.1} = 560 \times 680^{0,36} + 400$$

$$\mathbf{T_{b10.1} = 6259,91 \text{ minutes}}$$

$$T_{b10.3} = 325 \times S^{0,36} + 315$$

$$T_{b10.3} = 325 \times 680^{0,36} + 315$$

$$T_{b10.3} = 3715,84 \text{ minutes}$$

Après une interpolation linéaire de ces deux valeurs nous obtenue une valeur du temps de base pour $Ig = 1,46^{0/00}$

$$T_{b10} = 5674,77 \text{ minutes}$$

Temps de monté

Pour le temps de monté nous prendrons la formule pour $Ig = 3^{0/00}$

$$T_{m10} = 0,33 \times T_{b10}$$

$$T_{m10} = 0,33 \times 5674,77 = 1872,67 \text{ minutes}$$

$$T_{m10} = 1872,67 \text{ minutes}$$

Méthode ORSTOM

Cette méthode résolument déterministe est fondée sur un modèle global pluie-débit fondée sur la théorie de l'hydrogramme unitaire. On considère que le bassin versant constitue une entité homogène, tant en ce qui concerne les apports pluviométriques que ses caractéristiques physiques.

Pour ce modèle, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation suivante :

$$Q_{r10} = A \times \alpha_{10} \times P_{10} \times K_{r10} \times \frac{S}{T_{b10}}$$

Coefficient d'abattement A

C'est un coefficient de réduction qui permet de passer pour une fréquence donnée, d'une hauteur de pluie ponctuelle à une hauteur moyenne calculée sur une certaine superficie et située dans une zone pluviométrique homogène.

$$A = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 \times P_{an})}{1000} \right] \text{Log}_{10}(S)$$

$$A = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 \times 773,44)}{1000} \right] \text{Log}_{10}(680)$$

$$A = 0,636 \text{ ce qui donne en arrondi } 0,64$$

Pluie moyenne décennale

Son détail de calcul est le suivant :

$$P_{m10} = A \times P_{10}$$

$$P_{m10} = 0,64 \times 108$$

$$P_{m10} = 68,68 \text{ mm}$$

Lame d'eau décennale ruisselée

$$L_{r10} = K_{r10} \times P_{m10}$$

$$L_{r10} = 0,3071 \times 68,68$$

$$L_{r10} = 21,09 \text{ mm}$$

Volume ruisselé décennal

$$V_{r10} = S \times L_{r10}$$

$$V_{r10} = 680.10^6 \times 21,09.10^{-3}$$

$$V_{r10} = 14.344.015 \text{ m}^3$$

Débit moyen de ruissellement

$$Q_{m10} = \frac{V_{r10}}{T_{b10}}$$

$$Q_{m10} = \frac{14\ 344.015}{5674,77}$$

$$Q_{m10} = 42,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit maximum de ruissellement

Deux formules ont été utilisées :

$$Q_{r10} = \alpha_{10} \times Q_{m10}$$

$$Q_{r10} = 2,60 \times 42,13$$

$$Q_{r10} = 109,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{r10} = A \times \alpha_{10} \times P_{10} \times K_{r10} \times \frac{S}{T_{b10}}$$

$$Q_{r10} = 0,64 \times 2,60 \times 108 \times 0,3071 \times \frac{680}{5674,77}$$

$$Q_{r10} = 109,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit de crue décennal de ORSTOM

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

$$Q_{10} = 1,15 \times 109,53$$

$$Q_{r10} = 125,96 \text{ m}^3/\text{s}$$

Volume d'écoulement retardé

$$V_{ret10} = Q_{r10} \times (m - 1) \times T_{b10}$$

$$V_{ret10} = 109,53 \times (1,15 - 1) \times 5674,77$$

$$V_{ret10} = 3\ 663\ 058,35 \text{ m}^3$$

Volume total de crue

$$V_{c10} = V_{r10} + V_{ret10}$$

$$V_{c10} = 14\ 344\ 015 + 3\ 663\ 058,35$$

$$V_{c10} = 18\ 007\ 073,35 \text{ m}^3$$

Méthode CIEH

Les quatre équations utilisées ont été calculées de la manière suivante :

Equation N°2

$$Q_{10} = 2,03 \times S^{0,590} \times I_g^{0,588}$$

$$Q_{10} = 2,03 \times 680^{0,590} \times 1,46^{0,588}$$

$$Q_{10} = 119,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Equation N°10

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

$$Q_{10} = 0,0833 \times 680^{0,696} \times 1,46^{0,953} \times 30,71^{0,534}$$

$$Q_{10} = 69,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

Equation N°39

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

$$Q_{10} = 0,254 \times 680^{0,462} \times 1,46^{0,101} \times 30,71^{0,976}$$

$$Q_{10} = 151,98 \text{ m}^3/\text{s}$$

Equation N°40

$$Q_{10} = 0,410 \times S^{0,425} \times Kr_{10}^{0,923}$$

$$Q_{10} = 0,410 \times 680^{0,425} \times 30,71^{0,923}$$

$$Q_{10} = 154,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

La moyenne des débits calculée nous donne le débit de crue décennale par la méthode CIEH

$$Q_{10} = \frac{(119,15+69,86+151,98+154,65)}{4}$$

$$Q_{10} = 123,92 \text{ m}^3/\text{s}$$

Méthode GRADEX

Cette méthode permet le passage du débit décennal au débit projet sous une forme linéaire.

L'expression générale de la méthode du GRADEX se présente sous la forme :

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

$$C_{100} = 1 + \frac{165-108}{108} \times \frac{\left(\frac{5674,77}{24}\right)^{0,12}}{0,3071} = 3,03$$

$$Q_{100} = C_{100} \times Q_{10}$$

$$Q_{100} = 3,03 \times 123,91$$

$$Q_{100} = 381,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Hydrogramme de crue

D'après GRESILLON, HERTER et LAHAYE

$$\frac{Q}{Q_{\max}} = \frac{2}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}}$$

$$\frac{Q}{Q_{\max}} = \frac{2}{2,6} * \frac{5674,77 - 2,6 * 1872,67}{5674,77 - 2 * 1872,67}$$

$$\frac{Q}{Q_{\max}} = 0,32$$

$$Q(m^3 / s) = 0,32 * Q_{max} (m^3 / s)$$

$$Q = 120,46(m^3 / s)$$

Pour déterminer le temps de cassure, considérons (D) : $y = ax + b$

Tableau XXXIV: Paramètres de détermination du temps de cassure de l'hydrogramme de crue

Détermination du temps de cassure			
$y = ax + b$			
Pour $x = T_{m10} =$ 1872,67			$y = 374,95$
Pour $x = T_{m10} =$ 1872,67	3745,35		$y = 0$
		a + b =	374,95
		a + b =	0
1872,67	A		
			$a = -0,200$
			$b = 749,91$

Ce tableau ci-dessous nous donne les coordonnées des points qui ont servis au traçage de l'hydrogramme de crue.

Tableau XXXV: Coordonnées des points de l'hydrogramme de crue

X	Y
0	0
1872,67	374,95
3143,72	120,46
5674,77	0

Estimation des apports

Apports liquides

Nous avons procédé par des interpolations et des extrapolations :

Nous avons les valeurs suivantes pour le bassin type Boulsa ($S = 1010 \text{ Km}^2$, $Dd = 1,10 \text{ Km}^{-1}$) :

Pour $P_{med} = 775 \text{ mm}$, $L_{med} = 30 \text{ mm}$, $Ke = 3,9 \%$ et pour $P(0,9) = 580 \text{ mm}$, $L(0,9) = 14 \text{ mm}$, $Ke = 2,4 \%$

Pour chaque quantile considéré, une interpolation ou une extrapolation sera faite pour d'abord trouver la lame d'eau écoulée et ensuite le coefficient d'écoulement correspondant :

$$K_e(\%) = \frac{\text{Lame écoulee (mm)}}{\text{Quantile(mm)}} \times 100$$

$$\text{Apport(m}^3\text{)} = S(\text{m}^2) \times K_e(\%) \times \text{Quantile(m)}$$

En année humide nous avons :

Période de retour 50 ans : P = 1040 mm

L'extrapolation donne :

$$\frac{1040 - 580}{L - 30} = \frac{775 - 580}{30 - 14}$$

$$L = 51,76 \text{ mm donc } K_e = \frac{51,76}{1040}$$

$$\text{Apports} = 1,040 \times 0,0498 \times 680.10^6$$

L = 51,76 mm Ke = 4,98 % Apports = 35 196 800 m³
--

Période de retour 10 ans : P = 941 mm

L'extrapolation donne :

$$\frac{941 - 580}{L - 30} = \frac{775 - 580}{30 - 14}$$

$$L = 43,62 \text{ mm donc } K_e = \frac{43,62}{941}$$

$$\text{Apports} = 0,941 \times 0,0464 \times 680.10^6$$

L = 43,62 mm Ke = 4,64 % Apports = 29 661 600 m³
--

Période de retour 5 ans : P = 884 mm

L'extrapolation donne :

$$\frac{884 - 580}{L - 30} = \frac{775 - 580}{30 - 14}$$

$$L = 38,94 \text{ mm donc } K_e = \frac{38,94}{884}$$

$$\text{Apports} = 0,884 \times 0,0440 \times 680.10^6$$

L = 38,94 mm Ke = 4,40 % Apports = 26 479 200 m³
--

En année moyenne : P = 773 mm

L'interpolation donne :

$$\frac{775 - 773}{30 - L} = \frac{775 - 580}{30 - 14}$$

$$L = 29,84 \text{ mm donc } K_e = \frac{29,84}{773}$$

$$\text{Apports} = 0,773 \times 0,0386 \times 680.10^6$$

$$\begin{aligned} L &= 29,84 \text{ mm} \\ K_e &= 3,86 \% \\ \text{Apports} &= 20\,289\,704 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

En année sèche nous avons :

Période de retour 50 ans : $P = 504 \text{ mm}$

L'interpolation donne :

$$\frac{775 - 504}{30 - L} = \frac{775 - 580}{30 - 14}$$

$$L = 7,76 \text{ mm donc } K_e = \frac{7,76}{504}$$

$$\text{Apports} = 0,504 \times 0,0154 \times 680.10^6$$

$$\begin{aligned} L &= 7,76 \text{ mm} \\ K_e &= 1,54 \% \\ \text{Apports} &= 5\,276\,800 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Période de retour 10 ans : $P = 606 \text{ mm}$

L'interpolation donne :

$$\frac{775 - 606}{30 - L} = \frac{775 - 580}{30 - 14}$$

$$L = 16,13 \text{ mm donc } K_e = \frac{16,13}{606}$$

$$\text{Apports} = 0,606 \times 0,0266 \times 680.10^6$$

$$\begin{aligned} L &= 16,13 \text{ mm} \\ K_e &= 2,66 \% \\ \text{Apports} &= 10\,988\,800 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Période de retour 5 ans : $P = 663 \text{ mm}$

L'interpolation donne :

$$\frac{775 - 663}{30 - L} = \frac{775 - 580}{30 - 14}$$

$$L = 20,81 \text{ mm donc } K_e = \frac{20,81}{663}$$

$$\text{Apports} = 0,663 \times 0,0314 \times 680.10^6$$

$$\begin{aligned} L &= 20,81 \text{ mm} \\ K_e &= 3,14 \% \\ \text{Apports} &= 14\,150\,800 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Apports solides

Pour estimer ces apports trois formules ont été utilisées

La formule du volume de dépôts est donnée par :

$$V_s = D \times S$$

Formule de KARAMBIRI

$$D = 137 \times \left(\frac{P_{an}}{700}\right)^{-2,2} \times S^{-0,05} \times (0,25 + 1,13 \times (h + r))^{1,15}$$

$$D = 137 \times \left(\frac{773,44}{700}\right)^{-2,2} \times 680^{-0,05} \times (0,25 + 1,13 \times (0,55 + 0,25))^{1,15}$$

$$V_s = 95,30 \times 680$$

$$D = 95,30 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$$

$$V_s = 64\,806,26 \text{ m}^3/\text{an}$$

Formule de GRESILLON

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

$$D = 700 \times \left(\frac{773,44}{500}\right)^{-2,2} \times 680^{-0,1}$$

$$V_s = 139,65 \times 680$$

$$D = 139,65 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$$

$$V_s = 94\,962,36 \text{ m}^3/\text{an}$$

Formule de GOTTSCHALK

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

$$D = 260 \times 680^{-0,1}$$

$$V_s = 139,65 \times 680$$

$$D = 135,43 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$$

$$V_s = 92\,094,01 \text{ m}^3/\text{an}$$

❖ Etude de la cuvette

Besoins en eau

Tableau XXXVI: Besoins en eau du gombo

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
Nombre de jours	31	29	31	30	31
Pluies mensuelles (mm)	0,0	0,5	5,3	27,5	63,3
Pluies efficaces (mm)	0,028	0,4	4,23	22,01	50,63
ET0 Journalière (mm/j)	6,0	6,5	6,7	6,4	6,0
ET0 mensuelle (mm/mois)	186,63	187,55	207,30	192,38	186,07
Gombo					
Kc gombo	0,76	1,03	0,91	0,94	0,95
ETM mensuelle (mm)	141,84	193,18	188,64	180,84	176,77
Besoins mensuels nets (mm)	141,81	192,78	184,41	158,84	126,14

Pour le riz, il est produit au mois de novembre et les besoins ont été calculés comme suit :

Tableau XXXVII: Besoins en eau du riz

Mois	Novembre
Nombre de jours	30
Pluies mensuelles (mm)	0,8
Pluies efficaces (mm)	0,642
ET0 Journalière (mm/j)	5,7
ET0 mensuelle (mm/mois)	172,439
Riz	
Kc riz	1,05
ET0 Riz	114,959
ETM mensuelle (mm)	120,707
Besoins mensuels nets (mm)	120,065
Besoins du riz en m3/ha	1200,653
Besoins à l'efficience	2401,306
Besoins du riz pour 13,4 (m3)	32177,496

Les différents besoins sont récapitulés comme suit :

Tableau XXXVIII: Récapitulatif des besoins et pertes

RECAPITULATIF DES BESOINS ET PERTES									
Mois		Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Totaux
Nombre de jours		30	31	31	29	31	30	31	213
Besoins (m ³)	Pastoraux	350,85	362,55	362,55	339,16	362,55	350,85	362,55	2491,04
	HUMAINS	1638	1692,60	1692,60	1583,40	1692,60	1638	1692,60	11629,8
	Irrigation	32177,50	0	38007,11	51666,05	49422,99	42568,31	33805,60	247647,57
Total besoins m ³		34166,35	2055,15	40062,25	53588,61	51478,14	44557,16	35860,75	261768,40
Pertes	Infiltration	60	62	62	58	62	60	62	426
	Évaporation	185,91	186,17	218,47	210,56	207,85	180,46	161,74	1351,17
Total pertes mm		245,91	248,17	280,47	268,56	269,85	240,46	223,74	1777,166
Total pertes (m/mois)		0,25	0,25	0,28	0,27	0,27	0,24	0,22	1,777

❖ Vérification des ouvrages existants

Vérification des dimensions de la digue

Largeur en crête Lc

Formule de KNAPPEN

$$Lc = 1,65 \times \sqrt{H}$$

$$Lc = 1,65 \times \sqrt{3,85}$$

$$Lc = 3,24 \text{ m}$$

Formule de PREECE

$$Lc = 1,1 \times \sqrt{H} + 1$$

$$Lc = 1,1 \times \sqrt{3,85} + 1$$

$$Lc = 3,16 \text{ m}$$

Largeur en base Lf

$$L_f = L_c + \frac{H_d}{\tan \alpha_1} + \frac{H_d}{\tan \alpha_2}$$

$$L_f = 4,5 + \frac{3,85}{0,5} + \frac{3,85}{0,5}$$

$$L_f = 19,90 \text{ m}$$

Vérification des dimensions hydrauliques de l'évacuateur de crue

$$h = \left[\frac{Q}{m \times L \times \sqrt{2g}} \right]^{2/3}$$

$$h = \left[\frac{381,15}{0,41 \times 19,90 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right]^{2/3}$$

$$h = 1,34 \text{ m}$$

Vérification de la revanche libre

$$\text{Fetch} = \frac{\text{Hauteur du barrage}}{\text{pente longitudinale}} = \frac{3,85}{1}$$

$$\text{Fetch} = 3,85 \text{ Km}$$

Formule de Molitor

Vitesse moyenne prise à la station de Ouagadougou aéroport :

$$U = 2,3 \text{ m/s} = 8,28 \text{ Km/h}$$

$$h = 0,76 + 0,032 \times \sqrt{U \times f} - 0,26 \times \sqrt[4]{f}$$

$$h = 0,76 + 0,032 \times \sqrt{8,28 \times 3,85} - 0,26 \times \sqrt[4]{3,85}$$

$$h = 0,58 \text{ m}$$

Formule de Gaillard

$$V = 1,5 + 2 \times h$$

$$V = 1,5 + 2 \times 0,58 = 2,65 \text{ m/s} = 9,54 \text{ Km/h}$$

$$R = 0,754 \times h + \frac{V^2}{2g}$$

$$R = 0,754 \times 0,65 + \frac{2,65^2}{2 \times 9,81}$$

$$V = 2,65 \text{ m/s}$$

$$R = 0,79 \text{ m}$$

Approche simplifiée

Pour l'approche simplifiée, la relation $H^2 \sqrt{V}$ est calculée comme suit :

$$H^2 \sqrt{V} = 3,85^2 \times \sqrt{3,465} = 27,59$$

Pour $R = 0,4$ $H^2 \sqrt{V} = 5$

Pour $R = 0,6$ $H^2 \sqrt{V} = 30$

Pour $H^2 \sqrt{V} = 27,59$ nous avons par interpolation $R = 0,4 + \frac{(0,6-0,4)(27,59)}{(30-5)}$

R = 0,58 m

❖ Dimensionnement de la digue (mêmes calculs que pour la vérification pour L_c , L_f)

Protection des talus amont et aval

$$e_{\min}(\text{m}) = 1,50 \times D_{50}(\text{m})$$

$$e_{\min}(\text{m}) = 1,50 \times 0,25 \text{ m}$$

$e_{\min} = 0,38 \text{ m}$ soit **0,40 m**

Tableau XXXIX: Valeurs de D_{50} en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues h_v (m)	D_{50} (m)
[0 ;0,30]	0,20
]0,30 ;0,60]	0,25
]0,60 ;1,20]	0,30
]1,20 ;1,80]	0,40
]1,80 ;2,40]	0,45

Estimation du débit de fuite

$$b = \frac{H_b}{\tan \alpha} = \frac{3,85}{0,50} = \mathbf{7,70 \text{ m}}$$

$$L_d = \frac{L_f}{4} = \frac{19,90}{4} = \mathbf{4,975 \text{ m}}$$

$$X = L_f - L_d = 19,90 - 4,975 = \mathbf{14,925 \text{ m}}$$

$$d = X - 0,7 \times b = 14,925 - 0,7 \times 7,70 = \mathbf{9,535 \text{ m}}$$

La ligne phréatique sera :

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

$$Y_0 = \sqrt{3,85^2 + 9,535^2} - 9,535 = 0,75 \text{ m}$$

Le débit de fuite sera

$$q = K_r \times y_0$$

$$q = 10^{-9} \times 0,75$$

$$q = 7,5 \cdot 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$$

L'épaisseur du drain horizontal

$$e = 2 \times \sqrt{\frac{q \times L_d}{K_d}}$$

$$e = 2 \times \sqrt{\frac{7,47 \cdot 10^{-9} \times 4,975}{10^{-5}}}$$

$$e = 3,86 \text{ cm soit } 5 \text{ cm}$$

❖ Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Seuil déversant

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

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

En se fixant une lame d'eau $h = 1 \text{ m}$ on obtient :

$$L = \frac{381,15}{0,41 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 1^{3/2}}$$

$$L = 209,88 \text{ m soit en arrondi } 210 \text{ m}$$

Crue de rupture du barrage

Elle a été trouvée de la façon suivante :

Soit $L = 460$ m la longueur totale du barrage sans le déversoir, $l = 210$ m la longueur du déversoir et $a = 1,62$ m la revanche totale du déversoir (En prenant en compte la revanche des plus hautes eaux)

$$Q_r = 2 \times l(a + 0,20)^{1,50} + 0,15 \times L$$

$$Q_r = 2 \times 210(1,62 + 0,20)^{1,50} + 0,15 \times 460 = 1100,23 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_r = 1100,23 \text{ m}^3/\text{s}$$

Chenal d'évacuation

Le chenal est de forme rectangulaire en béton ordinaire. La hauteur normale d'eau Y_n est obtenue de façon itérative avec la méthode de la débitance.

$K_s = 70$; Largeur = 210 m et $I = 3\text{‰}$.

Le tirant d'eau critique quant à lui

$$y_c = 0,47 \times \frac{Q^{\frac{2}{3}}}{L}$$

$$y_c = 0,47 \times \frac{381,15^{\frac{2}{3}}}{210}$$

$$Y_n = 0,64 \text{ m et } Y_c = 0,69 \text{ m}$$

2-Calcul de la profondeur d'eau normale			
H0		3,35	
Le Debit Qemax =		381,15	
la longueur optimal =		209,88	
Coefficient de rugosité		70	
la pente longitudinale i=		0,003	
Qemax/l ^{0,5} =		6958,81509	
Ks*S ^(5/3) /P ^(2/3) =		6954,65067	
yn=		0,640	solveur excel
Yc =		0,695	

Figure 17: Solveur Excel pour le calcul de Y_n et Y_c

Bassin de dissipation

Caractéristiques à l'entrée du ressaut

L'enfoncement D

$$\frac{y_n}{H_0} = 0,19 \quad \text{et} \quad \frac{h}{H_0} = 0,30$$

En lisant sur l'abaque de détermination de l'enfoncement, on obtient $\frac{D}{H_0} = 0,32$ donc

$$\boxed{D = 1,10 \text{ m}}$$

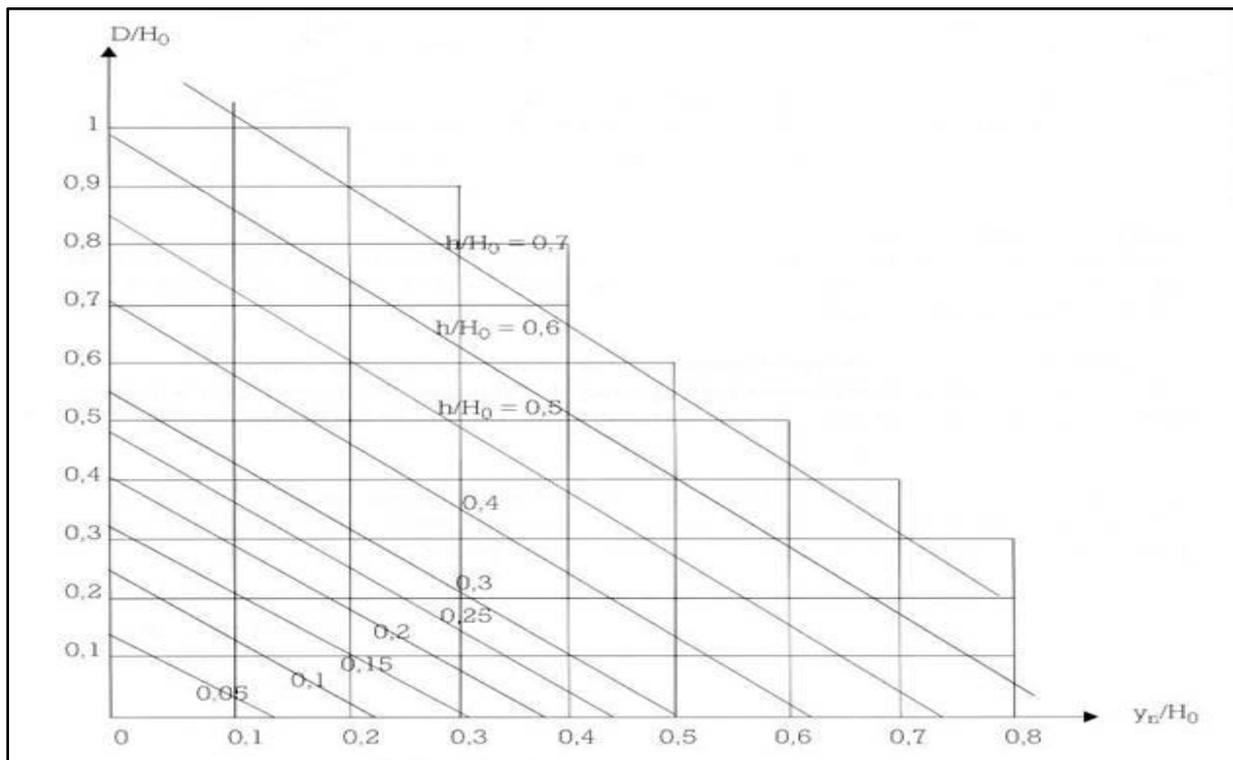


Figure 18: Abaque de détermination de l'enfoncement D

Vitesse au-dessus du seuil V

$$V = \frac{Q}{h \times L}$$

$$V = \frac{381,15}{1 \times 209,88}$$

$$\boxed{V = 1,82 \text{ m/s}}$$

Ligne d'eau He

$$H_e = h + \frac{V^2}{2 \times g}$$

$$H_e = 1 + \frac{1,82^2}{2 \times 9,81}$$

$$H_e = 1,17 \text{ m}$$

La charge de fond H

$$H = H_0 + D$$

$$H = 3,35 + 1,10$$

$$H = 4,45 \text{ m}$$

Hauteur de chute Z

$$Z = H_e + H$$

$$Z = 1,17 + 4,45$$

$$Z = 5,62 \text{ m}$$

Profondeur d'eau à l'entrée du bassin de dissipation Y_1

$$Y_1 = \frac{q}{(2g * (Z - Y_1))^{1/2}}$$

De façon itérative avec le solveur Excel on obtient

$$Y_1 = 0,20$$

Vitesse à l'entrée du bassin de dissipation V_1

$$V_1 = \frac{q}{Y_1}$$

$$V_1 = \frac{1,82}{0,20}$$

$$V_1 = 9,08 \text{ m/s soit } 9,10 \text{ m/s}$$

Nombre de Froude Fr_1

$$Fr = \frac{9,10}{(9,81 * 0,20)^{1/2}}$$

$$Fr = 6,50$$

Caractéristiques à la sortie du ressaut

Profondeur d'eau conjuguée à la sortie du bassin

$$Y_2 = \frac{Y_1 * ((8 * Fr^2 + 1)^{1/2} - 1)}{2}$$

$$Y_2 = \frac{0,20 \times ((8 \times 6,50^2 + 1)^{1/2} - 1)}{2}$$

$$Y_2 = 1,74 \text{ m}$$

Largeur du bassin de dissipation L_b

$$\frac{L_b}{Y_0} = 2,50 \text{ donc } L_b = 4,35 \text{ m soit approximativement égal à } 5 \text{ m}$$

$$L_b = 4,35 \text{ m soit } 5 \text{ m}$$

Hauteur des blocs chicanes

$$\frac{h_2}{Y_1} = 1,60 \text{ donc } h_2 = 0,32 \text{ m avec Espacement} = 0,75 \times h_2 = 0,75 \times 32 = 0,24 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,32 \text{ m et } e = 0,24 \text{ m}$$

Hauteur des Blocs de chutes, largeur et espacement

$$h_1 = Y_1 = 0,20 \text{ m espacés de } 0,20 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,20 \text{ m et } e = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{Seuil terminal Hauteur : } \frac{h_4}{Y_1} = 1,40 \text{ donc } h_4 = 0,28 \text{ m}$$

$$h_4 = 0,28 \text{ m}$$

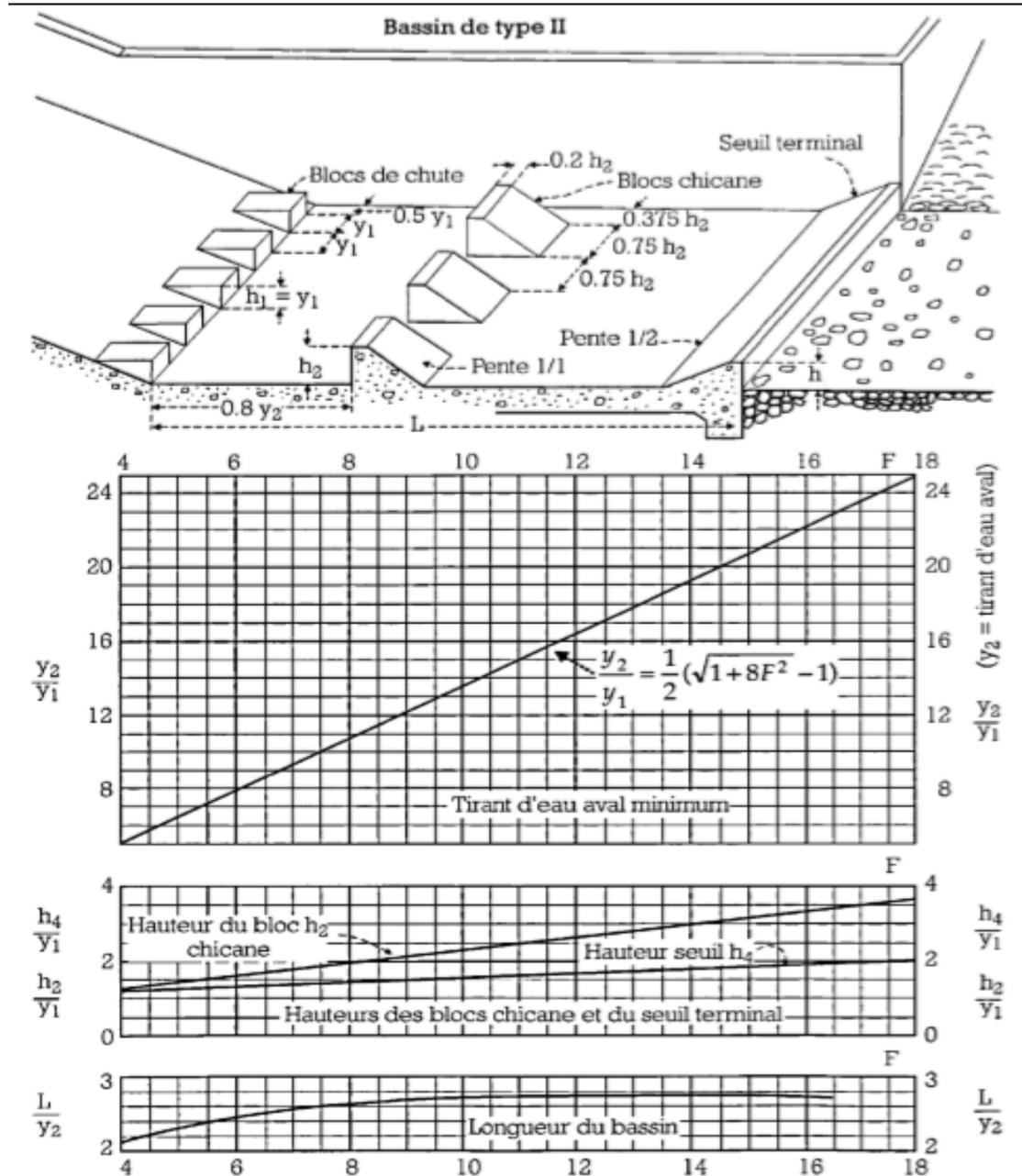


Figure 19: Bassin a ressaut de type II

❖ Calculs de stabilités

Stabilité au glissement

Le poids W

Le poids du remblai total $W_r = 931$ KN

Le poids de la dalle amont ($L = 7,5$ m, $l = 5$ m, $e = 0,20$ m) $W_{d1} = 187,5$ KN

Le poids de la dalle de crête ($L = 4,10$ m, $l = 5$ m, $e = 0,20$ m) $W_{d2} = 102,5$ KN

Le poids de la dalle aval ($L = 4,74$ m, $l = 5$ m, $e = 0,20$ m) $W_{d3} = 118,5$ KN

Le poids total des dalles $W_d = 408,5$ KN

Le poids total de la structure est

W = 1339,5 KN

La poussée hydrostatique interne U

La poussée interne s'applique sur la base du tranché en contact avec l'eau. Vu que la tranchée constitue un trapèze isocèle, les forces sur les côtés sont annulées. Elle s'applique donc sur une longueur de 2,5 m.

$$U = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times b(H + 2h)$$

$$U = \frac{1}{2} \times 10 \times 2,5 \times (3,35 + 2 \times 3,35)$$

$$U = 66,88 \text{ KN}$$

La poussée hydrostatique externe Pe

$$Pe = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H(H + 2h)$$

$$Pe = \frac{1}{2} \times 10 \times 7,50 \times (7,50 + 2 \times 1)$$

$$Pe = 365,25 \text{ KN}$$

La poussée des terres Pséd

$$Pséd = \frac{1}{2} \times \gamma_{séd} \times h_{séd}^2 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Pséd = \frac{1}{2} \times 18 \times 1,60^2 \times 0,33$$

$$Pséd = 9,42 \text{ KN}$$

Comme hypothèse considérons $\tan\phi = 0,65$

$$F_G = \frac{(1339,5 - 66,88) \times 0,65}{99,03}$$

$$F_G = 3,48 \text{ la stabilité au glissement est vérifiée}$$

Stabilité au renversement

$$X_{Gouv} = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si} = 7,33 \text{ m}$$

$$Y_{\text{Gouv}} = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 1,23 \text{ m}$$

$$M_B(W) = dw \times W \text{ avec } dw = \text{Largeur en base du déversoir} - X_{\text{Gouv}} = 14,55 - 7,33$$

$dw = 7,22 \text{ m}$ qui représente le bras de levier

$$M_B(W) = 7,22 \times 1339,5$$

$$M_B(W) = 9671,19 \text{ KN.m}$$

$$M_B(U) = dU \times U = dU_1 \times U_1 + dU_2 \times U_2 = 10 \times 1 \times 2,5 \times 1,25 + 10 \times 3,35 \times 1,25 \times 1,67$$

$$M_B(U) = 101,18 \text{ KN.m}$$

$$M_B(Pe) = dPe_1 \times Pe = dPe_1 \times Pe_1 + dPe_2 \times Pe_2 = (10 \times 1 \times 7,50 \times 0,5 \times 7,50) + (0,5 \times 7,50^2 \times 10 \times \frac{7,50}{3})$$

$$M_B(Pe) = 984,38 \text{ KN.m}$$

$$M_B(P_{\text{séd}}) = dP_{\text{séd}} \times P_{\text{séd}} = 9,42 \times \frac{1}{2} \times 1,6$$

$$M_B(P_{\text{séd}}) = 7,54 \text{ KN.m}$$

La valeur du coefficient de renversement sera :

$$F_R = \frac{9671,19 - 101,18}{991,92}$$

$$F_R = 9,65 \text{ la stabilité au renversement est vérifiée}$$

❖ Ouvrages de Prise

Pour la détermination du diamètre de la conduite, l'abaque représentant le diamètre de MOODY a été utilisé.

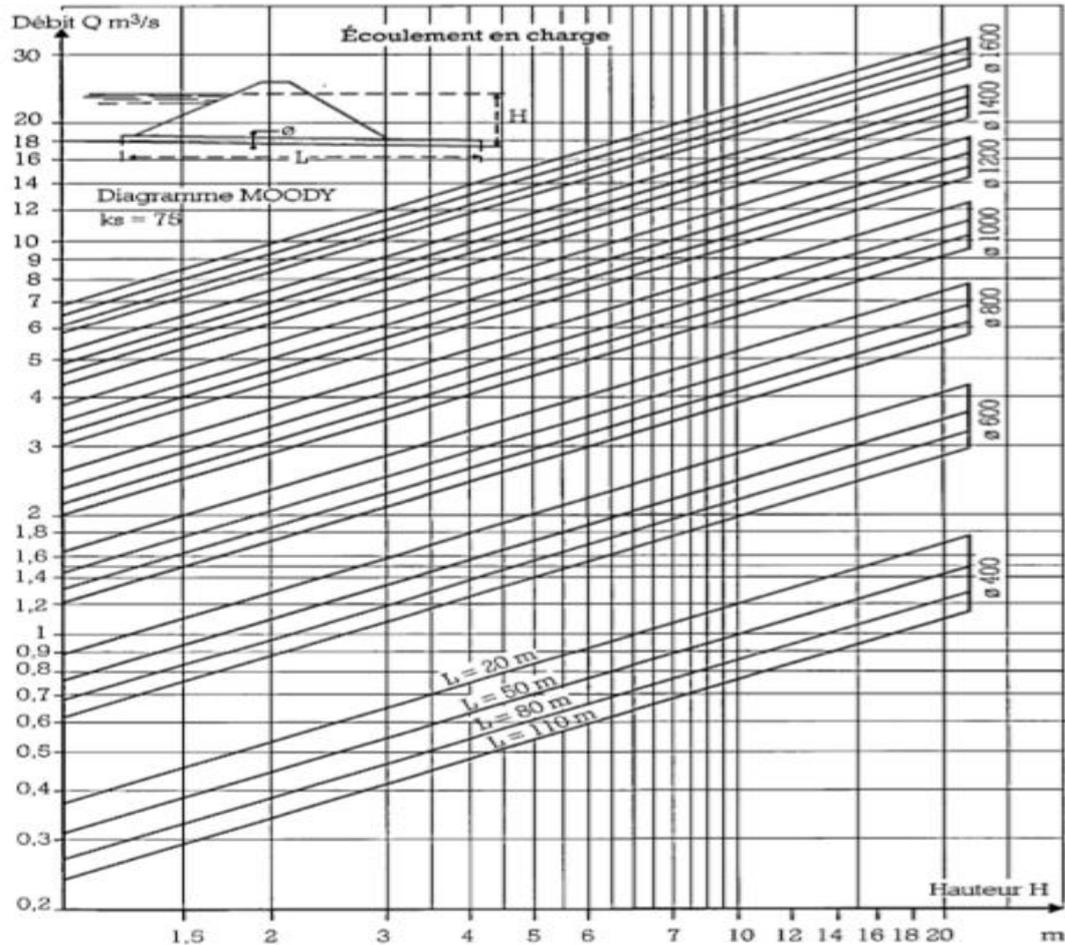


Figure 20: Diagramme de MOODY, Source : Technique des petits barrages, P139

❖ Dimensionnement des dalles de protection en Béton armé pour le radier submersible.

Vérifications des contraintes et des déformations avec le logiciel Alizé

Comme nous l'avons dit dans le corps de notre mémoire, la liste des hypothèses émises sera détaillée ici :

- **Béton de ciment pour couche de roulement : fissuration préjudiciable**

Résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$

Module de Young $E = 24\,000 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson $\nu = 0,25$

Coefficient $K_s = 1/1$

Ecart-type sur l'épaisseur des couches d'assises de matériaux mises en œuvre exprimé en m $S_h = 0,03$ m

Coefficient de discontinuité $K_d = 1/1,47$

Pente $-1/B = 15$

Ecart-type sur logarithme décimal du nombre de cycles entraînant la rupture par fatigue $SN = 1$

Paramètre représentant la contrainte conduisant à une durée de vie en fatigue par flexion de 106 cycles sur des éprouvettes dont le durcissement est de 360 jours $\Sigma_6 = 1,95$

- **Béton de ciment pour béton de propreté : fissuration préjudiciable**

Résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 16$ MPa

Résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 1,56$ MPa

Module de Young $E = 20\ 000$ MPa

Coefficient de poisson $\nu = 0,25$

Coefficient $K_s = 1/1,1$

Ecart-type sur l'épaisseur des couches d'assises de matériaux mises en œuvre exprimé en mètres $S_h = 0,03$ m

Coefficient de discontinuité $K_d = 1/1,47$

Pente $-1/B = 14$

Ecart-type sur logarithme décimal du nombre de cycles entraînant la rupture par fatigue $SN = 1$

Paramètre représentant la contrainte conduisant à une durée de vie en fatigue par flexion de 106 cycles sur des éprouvettes dont le durcissement est de 360 jours $\Sigma_6 = 1,37$

- **Acier**

Acier haute adhérence **feE400**

Resistance a la traction de l'acier **fe = 400** MPa

Module de Young **E = 200 000**

- **Trafic**

Sur la base des investigations menées sur le terrain, nous avons retenues les hypothèses suivantes :

Trafic moyen journalier de poids lourd dans les deux sens à la date de mise en service **TMJ = 30 PL**

Coefficient de répartition transversale **CRT = 1**

Taux de croissance géométrique **i = 3%**

Coefficient d'agressivité moyen **CAM = 0,8**

Risque **R = 25%**

Durée de vie escomptée **n = 20 ans**

Essieu standard français **13 tonnes**

- **Plateforme**

Elle est constituée du corps de la digue. Le CBR minimal à prendre en compte ici est 40 %
OPN :

Module de Young (E = 5 fois le CBR) = **200**

Le coefficient de poisson **ν = 0,35**

Classe de la plateforme **PF2^{qs}**

Pente **b = - 0,222**

Coefficient **A = 16000**

- **Conditions d'interface**

Elles ont été renseignées dans le logiciel comme tel :

Béton de ciment/Béton de ciment : **glissant**

Béton de ciment/Plateforme : **Collé**

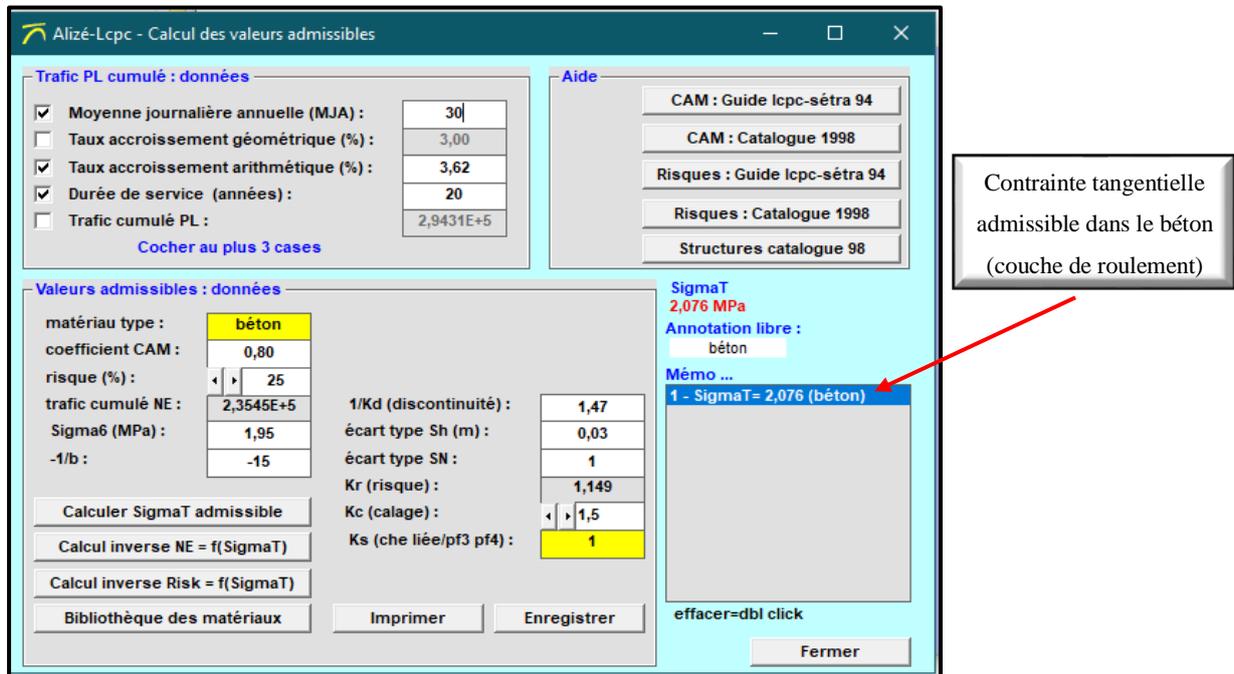


Figure 21: Contrainte tangentielle admissible du béton (Couche de roulement)

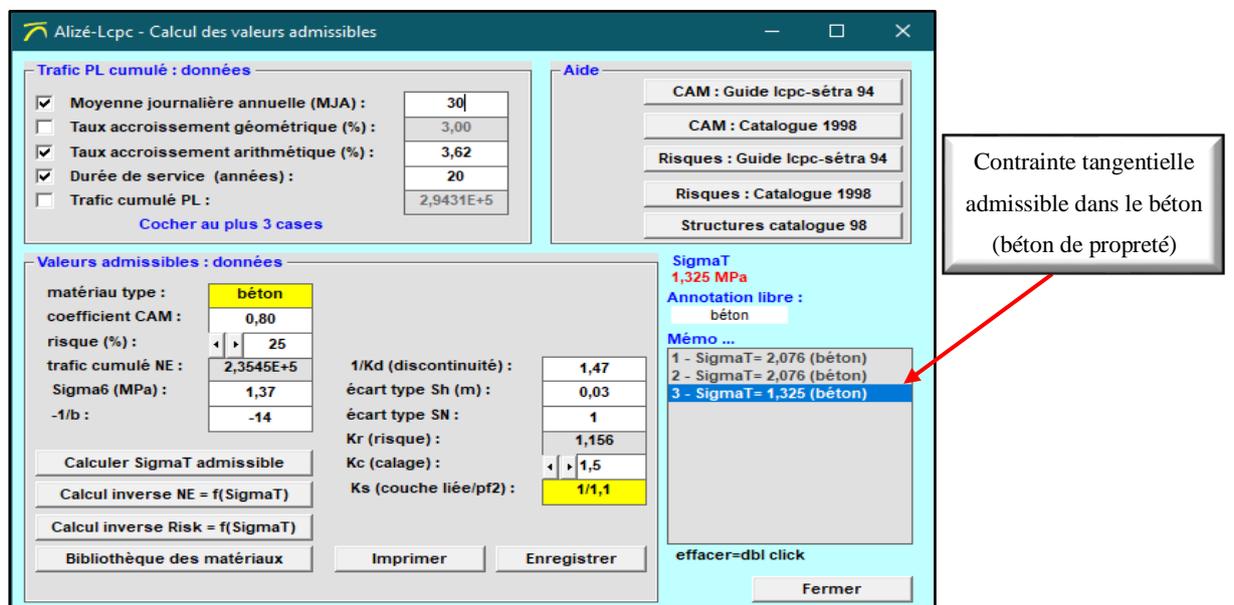


Figure 22: Contrainte tangentielle admissible dans le béton de propreté

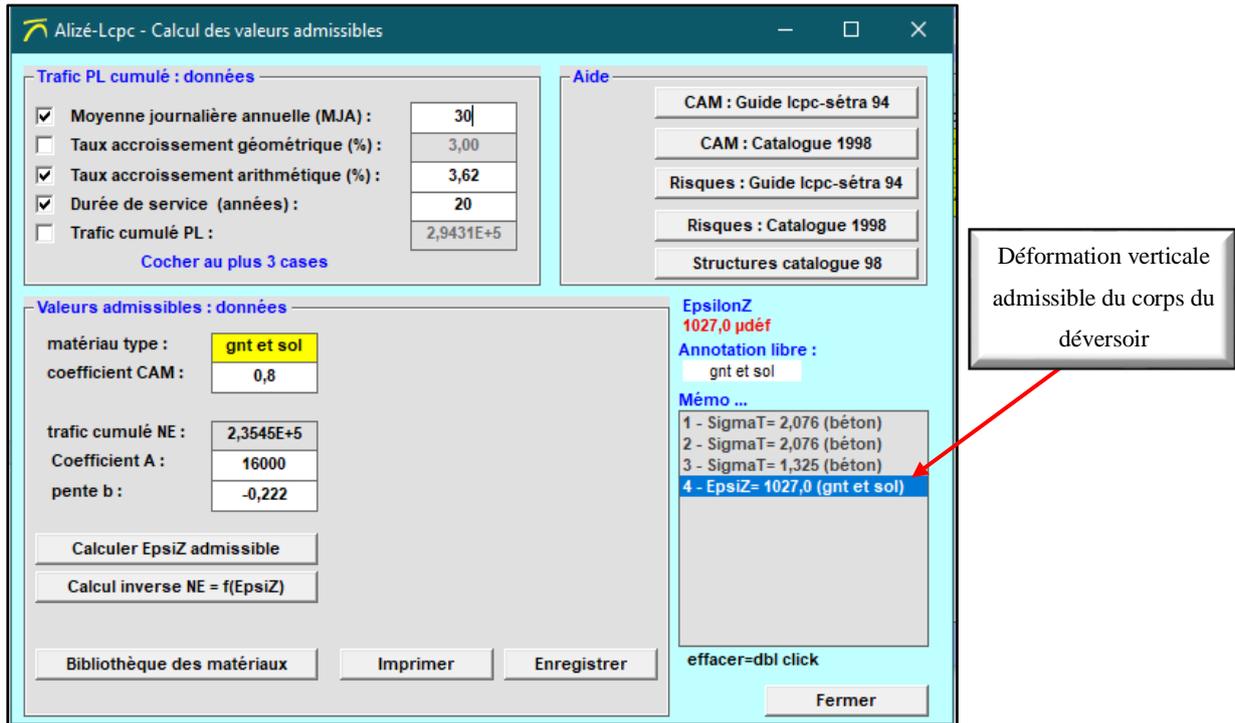


Figure 23: Déformation admissible du corps du déversoir

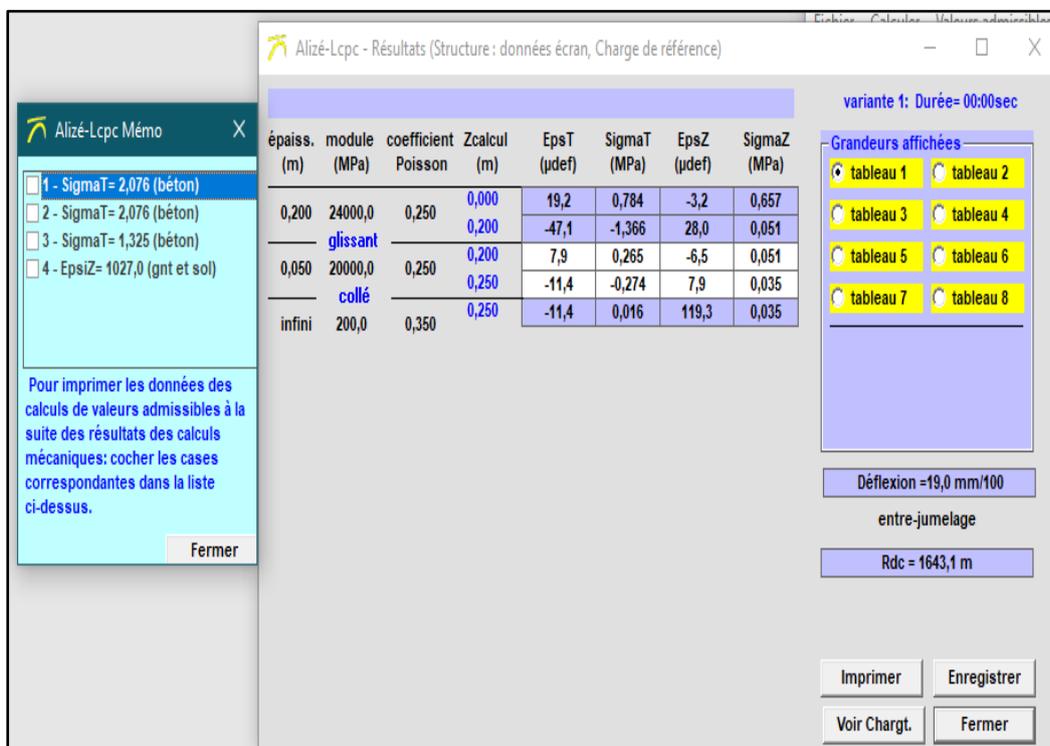


Figure 29 : Résultats des contraintes et déformations verticales sur le déversoir du barrage de Naaba Zana

Ces différentes images montrent comment ont été déterminées les valeurs des contraintes et des déformations. Nous remarquons clairement que les conditions sont vérifiées :

La contrainte admissible dans le béton de la couche de roulement (2,075 MPa) est nettement supérieure à celle calculée (1,36 MPa) ;

Celle du béton de propreté (1,325 MPa) est aussi supérieure à celle calculée (0,274 MPa) ;

La déformation verticale quant à elle (119,3 μ def) est nettement inférieure à la déformation verticale admissible (1027 μ def).

Calcul des aciers

Dalle amont

$L_x = 5$ m et $L_y = 7,5$ m et $h = 0,20$ m

$$A_x \geq 0,0004 \left(3 - \frac{5}{7,5} \right) \times 0,20 = \mathbf{1,86 \text{ cm}^2} \text{ le choix nous donne des HA8}$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 0,20 = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2} \text{ le choix donne des HA8}$$

Dalle de crête

$L_x = 4,10$ m et $L_y = 5$ m et $h = 0,20$ m

$$A_x \geq 0,0004 \left(3 - \frac{4,10}{5} \right) \times 0,20 = \mathbf{1,74 \text{ cm}^2} \text{ le choix nous donne des HA8}$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 0,20 = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2} \text{ le choix donne des HA8}$$

Dalle aval

$L_x = 4,74$ m et $L_y = 5$ m et $h = 0,20$ m

$$A_x \geq 0,0004 \left(3 - \frac{4,74}{5} \right) \times 0,20 = \mathbf{1,64 \text{ cm}^2} \text{ le choix nous donne des HA8}$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 0,20 = \mathbf{1,6 \text{ cm}^2} \text{ le choix donne des HA8}$$

ANNEXE III : ETUDE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX

Tableau XL: Liste des impacts environnementaux

IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX							
Composantes affectées	Impacts	Nature (Négative ou Positive)	Intensité (forte, moyenne, faible)	Étendue	Durée	Importance	Période
Milieu Biophysique							
Flore	Abattage des arbres	N	Faible	Locale	Courte	Mineure	Pendant les travaux
	Mise en place du merlon arboré Régénération du couvert végétal et croissance de la biodiversité	P	Moyenne	Ponctuelle	Longue	Moyenne	
Faune	Accidents	N	Forte	Locale	Longue	Moyenne	
	Perte d'habitants				Courte	Mineure	
Sol	Tassement	N	Faible		Longue	Majeure	Pendant et Après les travaux
	Amélioration de la qualité agronomique	P	Forte	Courte	Moyenne		
	Érosion des sols	N	Moyenne	Longue	Moyenne		
	Risque de pollution par les hydrocarbures et déchets solides	N	Moyenne	Ponctuelle	Longue	Moyenne	
Ressources en eau	Recharge des nappes	P	Forte	Locale	Courte	Moyenne	Après les travaux
	Mobilisation des ressources en eau	P	Moyenne	Locale	Courte	Moyenne	

IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX

Composantes affectées	Impacts	Nature (Négative ou Positive)	Intensité (forte, moyenne, faible)	Étendue	Durée	Importance	Période
	Altération de la qualité physico-chimique et microbiologique des eaux de surface et souterraines	N	Faible	Locale	Courte	Mineure	
	Amélioration de l'assainissement pluviale	P	Moyenne		Longue	Moyenne	
Air et Bruit	Soulèvement de poussières et autres gaz toxiques (CO, NO ₂ , SO ₂ ...)	N	Moyenne	Locale	Courte	Moyenne	Pendant et Après les travaux
	Nuisances sonores	N					
Paysage	Fragmentation du paysage	N	Faible	Locale	Longue	Mineure	
Milieu Humain							
Santé et sécurité	Risque de contamination aux IST/VIH SIDA	N	Faible	Locale	Courte	Mineure	Pendant les travaux
	Émergence ou aggravation des maladies respiratoires (asthme, toux, rhinite) et ophtalmologiques (conjonctivite)						
	Risque d'accidents						
	Création d'emploi	P	Moyenne	Locale	Longue	Majeure	

IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIAUX

Composantes affectées	Impacts	Nature (Négative ou Positive)	Intensité (forte, moyenne, faible)	Étendue	Durée	Importance	Période
Économie et emploi	Réduction de la pauvreté et amélioration des conditions de vie	P	Forte	Régionale	Longue	Majeure	Pendant et Après les travaux
	Amélioration des rendements agro-sylvo-pastoraux			Locale	Longue	Majeure	
	Perte de revenu due à l'expropriation des terres cultivables	N	Faible		Courte	Mineure	Pendant les travaux
Population	Augmentation du risque de conflit entre éleveurs-agriculteurs et/ou exploitants	N	Faible	Locale	Courte	Mineure	Après les travaux
	Renforcement de la cohésion sociale	P	Moyenne		Longue	Moyenne	
Patrimoine culturel	Risque de profanation des tombes	N	Faible		Courte	Mineure	Pendant les travaux

Suite à ces impacts des mesures d'atténuation seront proposées :

Tableau XLI: Propositions de mesures d'atténuation pour les impacts

MESURES D'ATTENUATION		
Composantes du milieu	Impacts potentiels	Mesures d'atténuation
Milieu Biophysique		
Flore	Déboisement	Remettre la végétation en place à la fin des travaux ; Remettre en état les emprunts par reboisement avec des espèces locales ; Planter des arbres moins gourmands en eau autour du barrage et du périmètre irrigué pour limiter l'évapotranspiration
Sol	Risque d'érosion et de pollutions	Mise en place de mesures antiérosives ; Maintenir les véhicules de transport et la machinerie en bon état de fonctionnement pour éviter les fuites d'huile ou de carburant
Ressources en eaux	Qualité et disponibilité des eaux	Réalisation de puits maraichers et forages ; Constructions d'un château d'eau
Air et paysage	Nuisance sonore et pollution de l'air Dégradation du cadre de vie	Limitation des vitesses des engins du chantier afin de réduire le soulèvement de poussière ; Contrôle rigoureux de l'état des engins de travaux ; Mise en place de merlon arboré de plantes autour du barrage et du périmètre irrigué à l'aval
Milieu Humain		

MESURES D'ATTENUATION

Composantes du milieu	Impacts potentiels	Mesures d'atténuation
Sécurité en santé	Risque d'infection IST VIH/SIDA et maladies des yeux	Sensibilisation de la population contre les IST et MST ; Respect et contrôle rigoureux des règles d'hygiènes sur le chantier ; Installations de panneaux de signalisation et de renseignement ; Construction de latrines ; Veiller au respect du port obligatoire des tenues de sécurités
	Sécurité des populations et du bétail, Risque d'accident	Mettre en place des ralentisseurs et des panneaux de signalisation ; Sensibilisation des populations à la lecture des panneaux de danger ; Sécurisation des digues avec des balises en béton armé ; Aménagement de pistes à bétail
Emploi et économie	Création d'emplois temporaires et permanents	Favoriser l'embauche locale lors des travaux et la sous-traitance des entreprises locales ; Respecter l'âge minimum pour éviter les travaux dangereux ou nécessitant un grand effort pour les femmes ; Soutien aux activités de production agricole et maraicher
Population et patrimoine culturel	Cohésion sociale, amélioration des conditions de vie et renforcement des capacités	Mettre en place un comité de gestion du barrage ; Formation sur les techniques de production et de gestion agricole et maraichère ; Sacrifice avant le démarrage des travaux ;

ANNEXE IV : EVALUATION DES COUTS TOTAUX DES TRAVAUX

Tableau XLII: Devis estimatif et quantitatif des travaux

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
1	Amenée et repli du matériel, installation du chantier				
	Amenée et repli du matériel	FF	1.00	20 000 000	20 000 000
	Installations du chantier et implantation des ouvrages	FF	1.00	30 000 000	30 000 000
	Réhabilitation, entretien et arrosage permanent de la déviation de la route	ml	700	8 000	5 600 000
	Sous total 100				55 600 000
2	Digue				
	Débroussaillage et décapage des talus amont et aval avec abattage d'arbres et mise en dépôt des produits hors de l'emprise des ouvrages	m ²	2200	3500	7 700 000
	Couche de pose sur talus amont à la limite du PEN (ép:0,10)	m ³	100	3 000	300 000
	Couche de pose en remblai latéritique de 10 cm sur les talus amont et aval	m ³	850	7 000	5 950 000
	Remblai latéritique pour nivellement de la crête	m ³	500	5 000	2 500 000
	Déblai à la main pour muret de crête	m ³	115	3 250	373 750
	Maçonnerie de moellons pour muret de crête y compris enduit de mortier	m ³	230	65 000	14 950 000
	Maçonnerie de moellons pour mur parapet	m ³	280	18 000	5 040 000
	Sous total 200				36 813 750
3	Déversoir				
	Dalles amont en béton armé	m ³	315	200 000	63 000 000
	Dalles aval en béton armé	m ³	172,12	200 000	34 424 000
	Dalles de crête en béton armé	m ³	199,8	200 000	39 960 000

ETUDES TECHNIQUES D'AVANT-PROJET DETAILLE POUR LA REHABILITATION DU BARRAGE DE NAABA ZANA,
COMMUNE DE KOU BRI, PROVINCE DU KADIOGO, AU BURKINA FASO

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Total
	Démolition perré à l'amont du déversoir	m ³	58	7 000	406 000
	Démolition du béton et des maçonneries à la crête du déversoir	m ³	50	6 000	300 000
	Démolition du béton et des maçonneries à l'aval du déversoir	m ³	20	6 000	120 000
	Garde -corps en fer D20- H=1,25 m en 2 lits y compris peinture et antirouille	ml	420	8 500	3 570 000
	Déblai aux engins pour bassin de dissipation avec pompage d'eau	m ³	515	2 500	1 287 500
	Déblai aux engins pour enrochements avec pompage d'eau	m ³	305	3 500	1 067 500
	Déblai à la main pour gabions et butée du talus aval du déversoir	m ³	189	2 400	453 600
	Filtre sous bassin de dissipation (ép:0,10m)	m ³	105	7 000	735 000
	Barbacanes éjecteur pour bassin de dissipation et dalles du talus avale	ml	100	4 000	400 000
	Enrochements de protection rangés à la main pour bassin (e :0,25)	m ³	203	9 000	1 827 000
	Joints bitumineux	ml	520	3 200	1 664 000
	Gabions de 2x1x0,5 rangés à la main pour bassin de dissipation	m3	128	30 000	3 840 000
	Sous détails 300				153 054 600
	Mesures de compensations environnementales et sociales				
	Reboisement sur le site	km	25	100 000	250 000
	Construction de château d'eau	FF	1	3 000 000	3 000 000
	Réalisation de puits maraichers	FF	4	150 000	600 000
	Campagnes de sensibilisation contre les maladies et la sécurité	FF	2	200 000	400 000
	Sous total 400				7 250 000
	Total hors taxes, hors douane				252 718 350
	TVA (18%)				45 489 303
	TOTAL GENERAL TOUTES TAXES CONFONDUES (TTC)				298 207 653

ANNEXE V : PLANS ET COUPES DES OUVRAGES

PLANS DE LA DIGUE

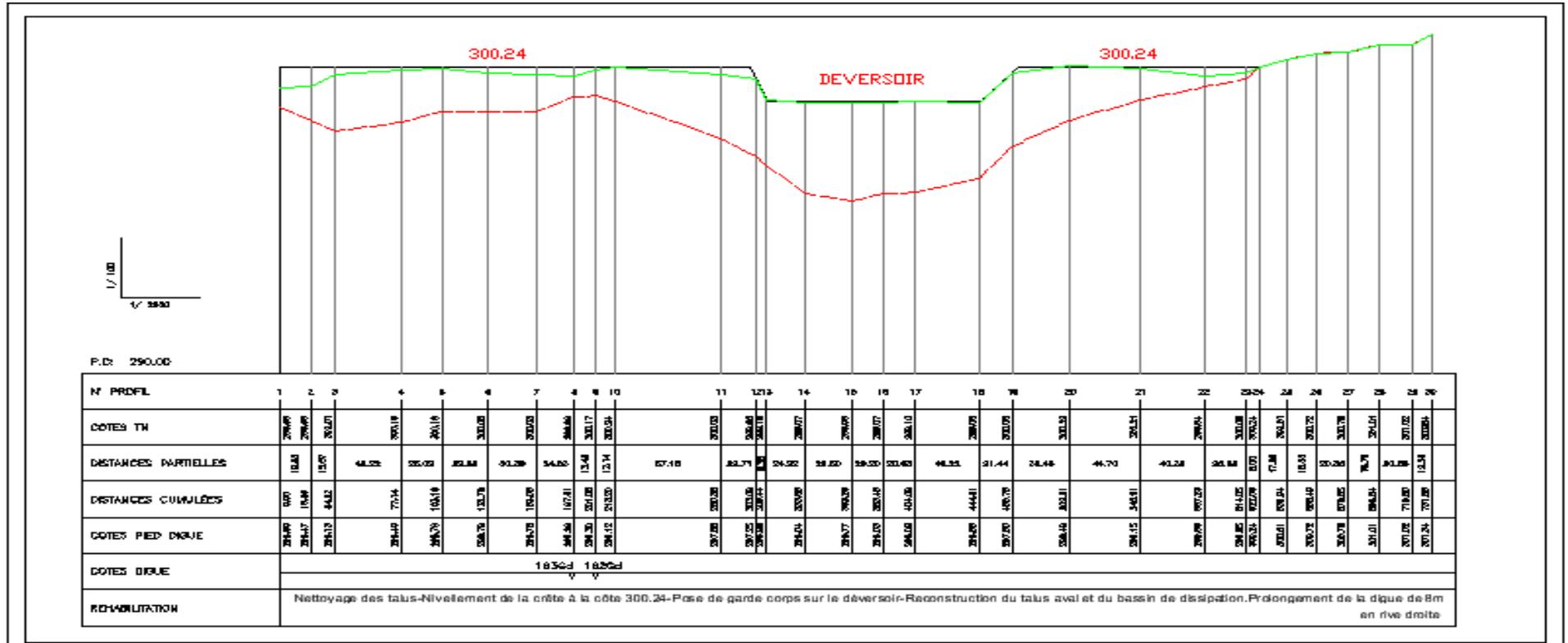


Figure 24: Profil en long de la digue

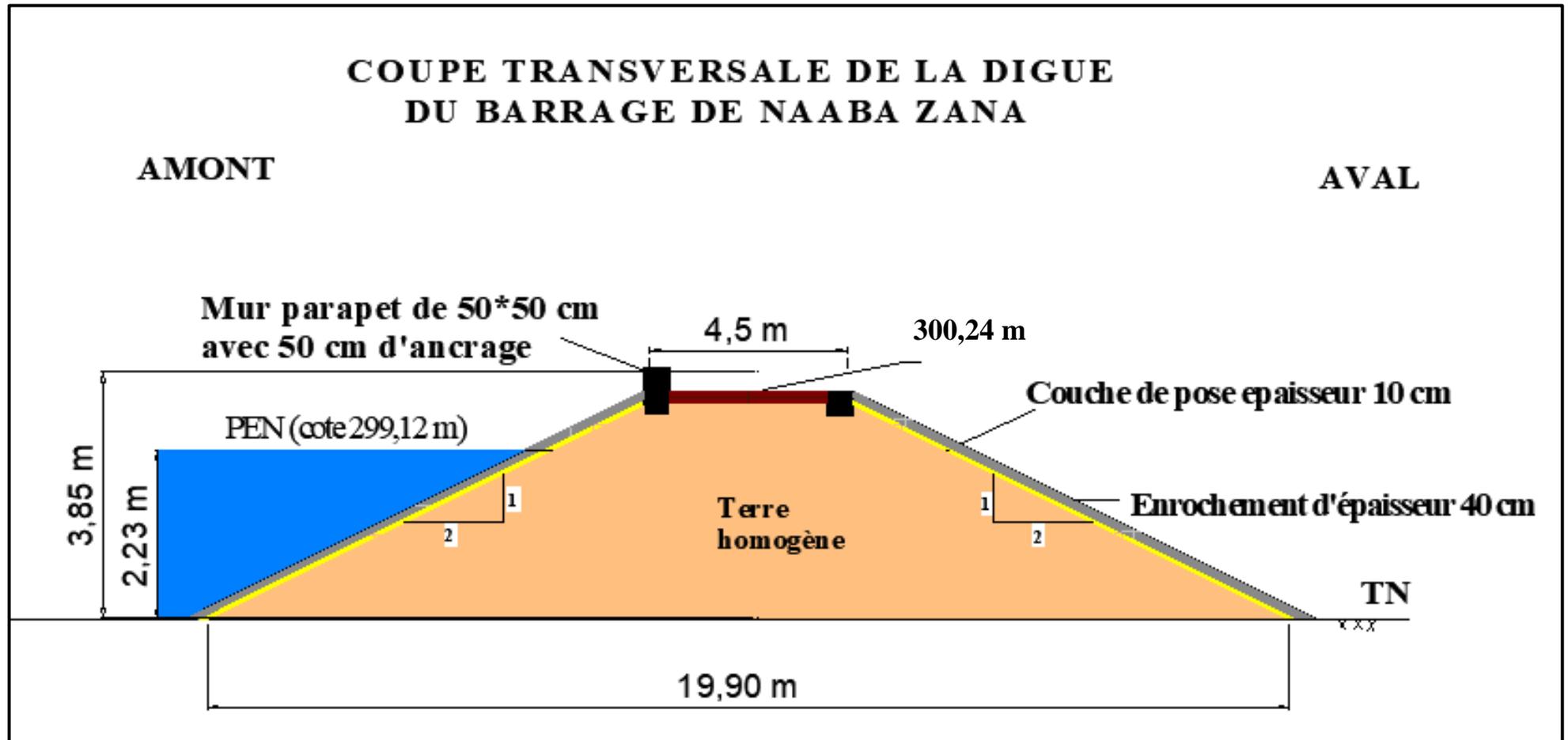


Figure 25: Coupe transversale de la digue

PLANS DU DEVERSOIR

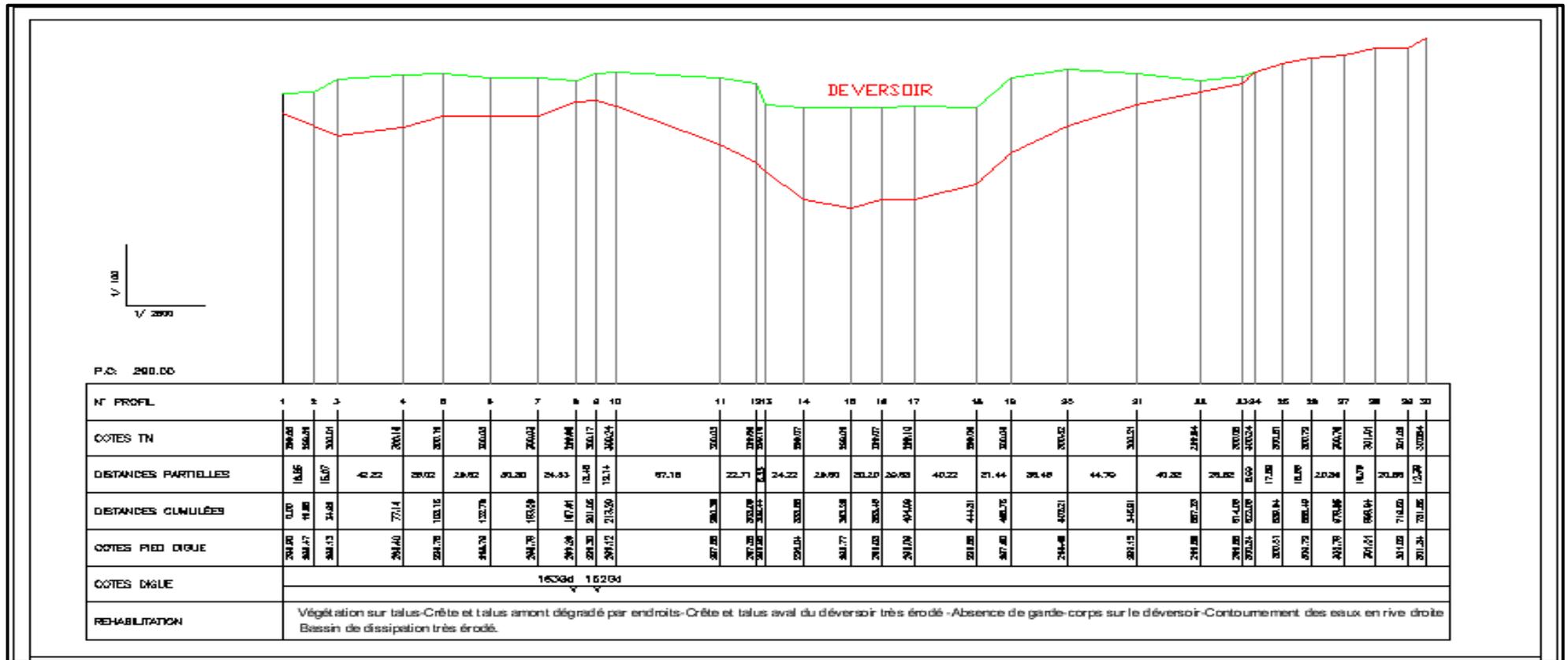


Figure 26: Profil en long du déversoir

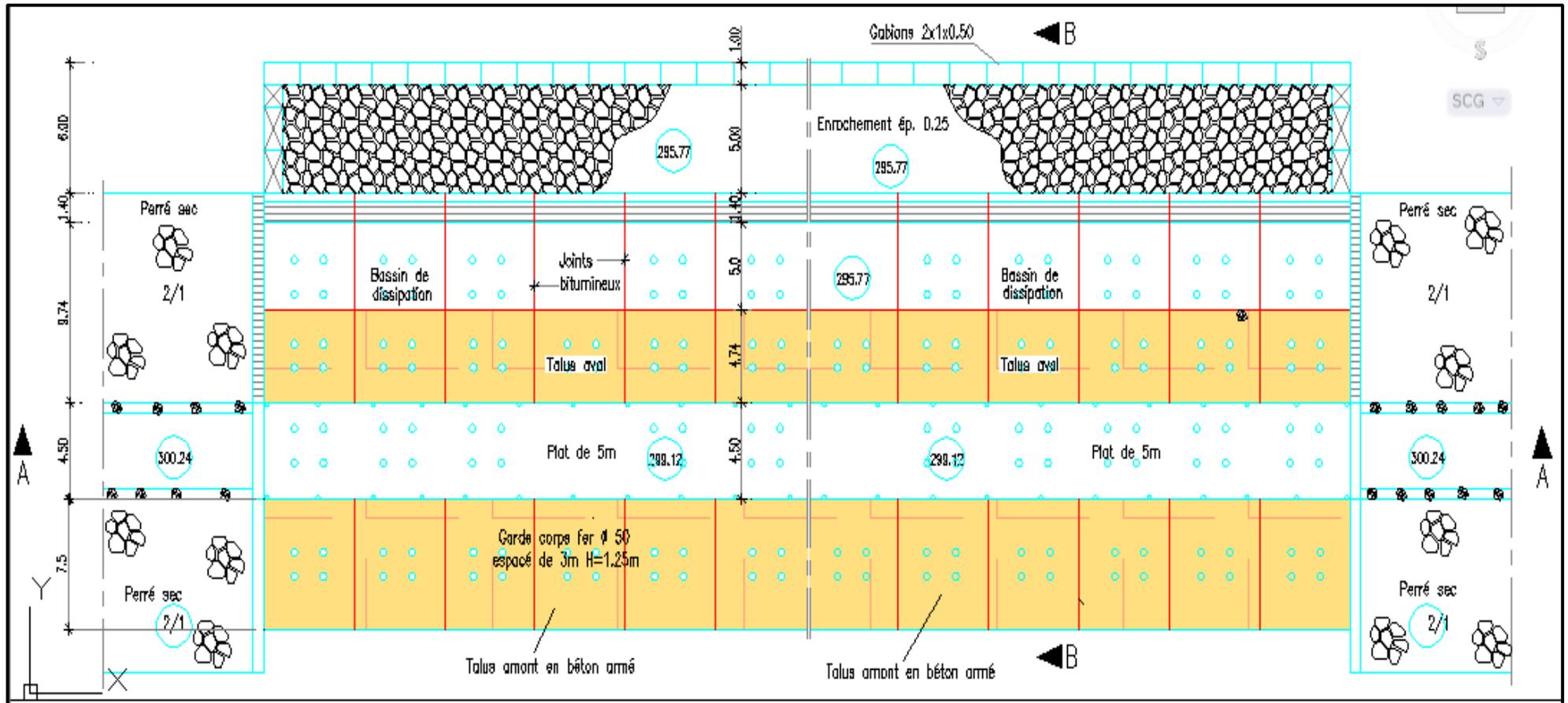


Figure 27: Vue en plan du déversoir réhabilité

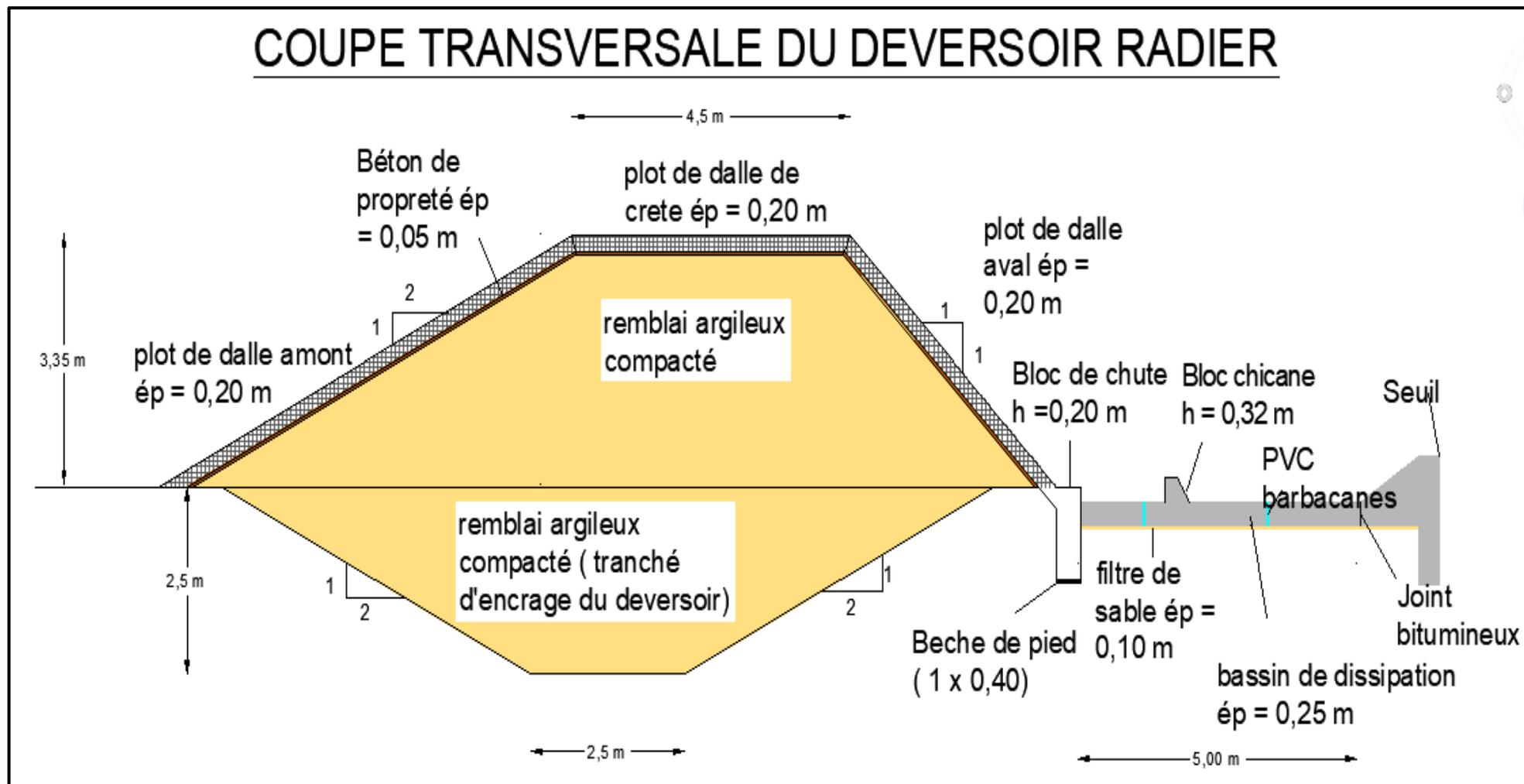


Figure 28: Coupe transversale du déversoir radier