Etudes techniques pour la construction d'une retenue d'eau sur la rivière Kou dans la commune de BAMA au Burkina Faso

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE **MASTER**
SPECIALITE : GENIE DE L'EAU DE L'ASSAINISSEMENT ET DES AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE

Présenté et soutenu publiquement le 19 janvier 2026 par

Jean Luc TCHOFFO NGOUAFONG (20220207)

Directeur de mémoire : Dr. FOWE TAZEN, Enseignant-Chercheur à l'Institut 2iE, Département Génie de l'Eau de l'Assainissement et des Aménagements Hydro-agricoles (GEEAH)

Maître de stage : M. Mahamoudou WANDAOGO, Ingénieur Hydraulicien, BERA

Structure d'accueil du stage : Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquées (BERA)

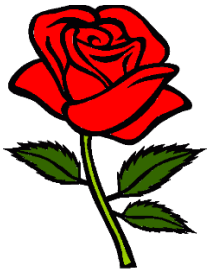
Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr. Angelbert Chabi BIAOU

Membres et correcteurs : M. Soumahila SAKANDE
M. Kibissi PARE

Promotion [2025/2026]

DEDICACES



Je voudrais dédier cet humble travail à :

Mon père, **feu NGOUAFONG Pascal** qui, depuis mon enfance, m'a inculqué l'amour du travail, de l'honnêteté et de la culture de l'excellence.

Ma mère, **TOWKANG NGUNU Esther** qui a toujours cru en moi, même dans les moments d'incertitude, et qui a veillé à ce que je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mes frères et sœurs, pour leur soutien constant, leur patience et leurs prières silencieuses, et qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager.

A tous mes amis, particulièrement, NGONGA TCHAPNDA Gyskel et à tous ceux et celles qui m'ont encouragé, conseillé, inspiré, parfois sans même le savoir.

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à toutes les personnes et institutions qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Mes premiers remerciements vont à **l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE)** pour la qualité de l'enseignement, le cadre académique stimulant, et les opportunités offertes tout au long de ma formation.

J'adresse ma profonde reconnaissance à **Dr. FOWE TAZEN, mon directeur de mémoire**, pour sa disponibilité, ses orientations méthodologiques, ses remarques constructives et ses conseils tout au long de ce travail.

Toute ma gratitude revient à la **structure d'accueil**, le **Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquées (BERA)**, pour m'avoir permis d'intégrer leur équipe, d'apprendre au contact de professionnels aguerris, et de bénéficier de leurs ressources pour la réalisation de mon étude.

Je remercie sincèrement **M. WANDAOGO Mahamoudou**, pour sa supervision sur le terrain, sa patience, son sens de l'écoute, et les riches échanges professionnels et humains que nous avons eus.

Enfin, je n'oublie pas mes camarades, amis et proches, pour leur présence, leur encouragement, et parfois simplement leur silence bienveillant qui m'a aidé à rester concentré.

RESUME

Cette étude vise à concevoir un barrage sur la rivière Kou dans la commune de Bama au Burkina Faso, pour répondre aux besoins en eau agricole, pastorale et domestique dans un contexte de variabilité climatique. Le bassin versant du barrage de Bama, avec une superficie de 920 km², présente un relief modéré et un potentiel hydrologique substantiel, avec des apports liquides annuels moyens estimés entre 178 et 221 millions m³ selon les méthodes Dubreuil-Vuillaume et Coutagne. L'analyse fréquentielle des données hydrométriques maximum journalières annuelle de la station de Dinderésso, fixe la crue de projet millénale à 122 m³/s, permettant un dimensionnement optimal des ouvrages.

Le barrage est muni d'une digue en terre homogène compactée, de hauteur 8 m et de longueur 978 m, offre une capacité de retenue de 11 millions m³ au plan d'eau normal (335,41 m), suffisante pour couvrir les besoins en eau en période sèche (jusqu'à 5 Mm³/mois). Par ailleurs, les simulations confirment la variabilité de la retenue, avec un laminage efficace de la crue via un évacuateur poids de 25 m. L'évaluation environnementale met en lumière des impacts positifs sur la production de riz sur le périmètre et l'emploi, contrebalancés par des risques d'érosion et de conflits fonciers, atténués par un plan de gestion incluant surveillance et mesures compensatoires. Le coût global est estimé à deux milliards cent soixante-dix-sept millions trois cent quatre-vingt-sept mille trente-cinq FCFA toutes taxes comprises (2 177 387 035 FCFA).

Mots clés :

1. Barrage
2. Burkina Faso
3. Crue de projet
4. Périmètre irrigué
5. Retenue d'eau

ABSTRACT

This study aims to design a dam on the Kou River in the commune of Bama, Burkina Faso, to meet agricultural, pastoral, and domestic water needs in the context of climate variability. The watershed of the Bama dam, covering an area of 920 km², features moderate relief and substantial hydrological potential, with average annual liquid inflows estimated between 178 and 221 million m³ according to the Dubreuil-Vuillaume and Coutagne methods. The frequency analysis of annual maximum daily hydrometric data from the Dinderésso station sets the millennial project flood at 122 m³/s, enabling optimal sizing of the structures.

The dam features a homogeneous compacted earth embankment, 8 m high and 978 m long, providing a storage capacity of 11 million m³ at the normal water level (335.41 m), sufficient to cover water needs during the dry season (up to 5 Mm³/month). Additionally, simulations confirm the variability of the reservoir, with effective flood attenuation through a 25 m gravity spillway. The environmental assessment highlights positive impacts on rice production in the perimeter and employment, offset by risks of erosion and land conflicts, mitigated by a management plan including monitoring and compensatory measures. The total cost is estimated at 2 177 387 035 FCFA TTC.

Keywords:

1. Dam
2. Burkina Faso
3. Design flood
4. Irrigated area
5. Water Reservoir

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE :	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AIC :	Akaike critère d'information
BIC :	Bayésien critère d'information
BNDT :	Base Nationale de Données Topographiques
BUNEE :	Bureau National des Evaluations Environnementales
CIEH :	Comité Interafricain des Etudes Hydrauliques
CIGB :	Commission Internationale de Grands Barrages
DGIH :	Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques
FAO :	Food and Agriculture Organization
IGB :	Institut Géographique du Burkina
NIES :	Notice d'Impact Environnemental et Social
ONBAH :	Office National des Barrages et des Aménagements Hydrauliques
ORSTOM :	Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
PEN :	Plan d'Eau Normal
PGES :	Plan de Gestion Environnemental et Social
PNDS :	Plan National de développement Economique et Social
RGPH :	Recensement Général de la Population et de l'Habitat
SIG :	Système d'Information Géographique
SRTM :	Shuttle Radar Topography Mission
TTC :	Toute Taxe Comprise
UBT :	Unité de Bétail Tropical
USCS :	Unified Soil Classification System

TABLE DES MATIERES

DEDICACES ..... **i**
REMERCIEMENTS ..... **ii**
RESUME ..... **iii**
ABSTRACT ..... **iv**
LISTE DES ABREVIATIONS ..... **v**
LISTE DES TABLEAUX **4**
LISTE DES FIGURES **5**
INTRODUCTION **6**
I. PRESENTATION DU PROJET **8**
I.1 Contexte et justification 8
I.2 Objectifs du projet 8
I.3 Données de base 9
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE **10**
II.1 Présentation de la structure d'accueil 10
II.1.1 Historique de l'entreprise et domaine d'activité *10*
II.1.2 Ressources humaines et matériels *10*
II.2 Présentation de la zone d'étude 11
II.2.1 Situation géographique *11*
II.2.2 Présentation du cadre physique *12*
II.2.3 Présentation du cadre socio-économique *15*
III. MÉTHODOLOGIE DE CONCEPTION **16**
III.1 Recherche documentaire 16
III.2 Méthodologie 16
III.2.1 Matériel *16*
III.2.2 Etudes topographiques *17*
III.2.3 Etudes hydrologiques *19*
III.2.4 Estimation de la crue de projet *22*
III.3 Etude de la retenue et caractérisation de la cuvette 26
III.3.1 Estimation des apports liquides *26*
III.3.2 Estimation des pertes *28*
III.3.3 Estimation des besoins en eau *30*
III.3.4 Calage des cotes de l'évacuateur et du barrage *32*
III.3.5 Choix du type de barrage *33*

III.4 Etude technique des ouvrages 33
III.4.1 Conception technique de la digue 34
III.4.2 Conception des évacuateurs de crues et des ouvrages annexes 39
III.5 Étude financière : Devis quantitatif et estimatif 45
III.5.1 Métré de la digue et des éléments d'ouvrages 45
III.5.2 Devis estimatif 45
III.6 Analyse environnementale et sociale 45
III.6.1 Identification et évaluation des impacts 45
III.6.2 Proposition de mesures de gestion 46
III.6.3 Elaboration du Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) 46
IV. RESULTATS ET DISCUSSION 47
IV.1 Synthèse des données de base 47
IV.1.1 Données socio-économiques 47
IV.1.2 Données géotechniques 48
IV.1.3 Données géologiques et géophysiques 48
IV.2 Etude de la cuvette 49
IV.2.1 Courbe hauteur volume et courbe hauteur surface 49
IV.2.2 Evaluation des dépôts solides 50
IV.2.3 Estimation des pertes et des besoins en eau 50
IV.3 Études hydrologiques 52
IV.3.1 Caractérisation du bassin versant du barrage de Bama 52
IV.3.2 Analyse fréquentielle des données hydro-climatiques 55
IV.3.3 Détermination des débits des crues à l'aide des formules empiriques 55
IV.3.4 Conclusion sur l'analyse des méthodes de calcul des crues 56
IV.3.5 Hydrogramme de crue de projet 57
IV.4 Conception et dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes 57
IV.4.1 Conception de la digue 57
IV.4.2 Evacuateur de crue et ouvrages annexes 59
V. IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL 64
V.1 Justification de la catégorie du projet et de la démarche environnementale 64
V.2 Impacts du projet sur les différents domaines de l'environnement 64
V.2.1 Identification des impacts significatifs 64
V.2.2 Evaluation des impacts 65
V.3 Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) 65
V.3.1 Surveillance et Suivi Environnemental 65
V.3.2 Coût estimatif du PGES 66
VI. SYNTHESE DES RESULTATS FINANCIERS 67

VI.1 Avant-métré 67
VI.2 Devis quantitatif et estimatif 67
VI.3 Analyse de rentabilité économique 68
VI.3.1 Hypothèses de base 68
VI.3.2 Flux de trésorerie et indicateurs de rentabilité 69
VI.3.3 Analyse de sensibilité 69
VI.3.4 Discussion de l'analyse 69
CONCLUSION ET RECOMMANDATION 71
BIBLIOGRAPHIE 73
ANNEXES 75

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Outils informatiques exploités 17
Tableau 2: Période de retour minimale pour la crue de projet d'un barrage en terre (Degoutte et Fry 1997) 22
Tableau 3 : Calendrier agricole du riziculteur 31
Tableau 4: Pente des talus pour pré dimensionnement (Rolley et al. 1977) 37
Tableau 5 : Effectif du cheptel dans la zone d'influence du projet (DGESS/MRAH 2025) 47
Tableau 6 : Stratigraphie des sols et caractéristiques de fondation (BERA, 2025) 48
Tableau 7 : Pertes par dépôts solides 50
Tableau 8 : Pertes par évaporation et infiltration de la retenue 50
Tableau 9 : Besoins en eau en période sèche pour différents usages 51
Tableau 10 : Récapitulatif des caractéristiques morphométriques du bassin versant du barrage de Bama 54
Tableau 11 : Données d'entrées pour la détermination des apports liquides 54
Tableau 12 : Apports liquides du bassin versant du barrage de Bama 55
Tableau 13 : Débits de pointe et Hauteurs de pluies maximales journalières estimées 55
Tableau 14 : Synthèse des résultats de calcul de la crue décennale 56
Tableau 15 : Estimation de la crue millénale, retenue comme crue de projet 56
Tableau 16 : Récapitulatif des dimensions de la digue 57
Tableau 17 : Facteurs de sécurité obtenus pour la stabilité des pentes 59
Tableau 18 : Dimensions du déversoir 59
Tableau 19 : Vérification de la stabilité du déversoir 59
Tableau 20 : Dimensions constitutifs du bassin de dissipation 60
Tableau 21 : Dimensions caractéristiques retenues des murs bajoyers 61
Tableau 22 : Coefficients de sécurité et vérifications de la semelle 61
Tableau 23 : Synthèse des résultats pour l'allongement des lignes d'écoulement 62
Tableau 24 : Sources d'impacts par phase du projet 65
Tableau 25 : Budget global du PGES 66
Tableau 26 : Synthèse quantitative globale 67
Tableau 27 : Synthèse financière globale du projet 67
Tableau 28 : Flux de trésorerie simplifiés et indicateurs de rentabilité (en millions FCFA) 69
Tableau 29 : Analyse de sensibilité 69

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de l'entreprise BERA 11
Figure 2: Localisation de la zone d'étude du projet 12
Figure 3: Répartition mensuelle des précipitations et de l'évaporation couvrant la période 1990-2022, dans la commune de Bama (ANAM-BF) 13
Figure 4: Carte hydrographique de la commune de BAMA..... 14
Figure 5: Schéma présentant la longueur du fetch (Le Delliou et al., 2014) 35
Figure 6 : Schéma des effets de la poussée des terres sur les bajoyers (Rolley et al., 1977)..... 43
Figure 7 : Courbe hauteur volume et courbe hauteur surface de la retenue 49
Figure 8 : Courbe d'utilisation de la retenue..... 52
Figure 9 : Carte de délimitation du bassin versant du barrage de Bama 53
Figure 10 : Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage de Bama..... 54
Figure 11 : Hydrogramme de crue de projet..... 57

INTRODUCTION

Le Burkina Faso, pays enclavé d'Afrique de l'Ouest, est caractérisé par un climat tropical à deux saisons bien marquées et par une forte variabilité spatio-temporelle des précipitations. Depuis les années 1970, les épisodes récurrents de sécheresse ont entraîné une diminution significative des ressources en eau, affectant l'agriculture, l'élevage, l'approvisionnement en eau potable et les écosystèmes naturels (WWAP 2020). Face à ces défis, la maîtrise de l'eau est devenue un impératif stratégique pour assurer la sécurité alimentaire, améliorer la résilience des populations rurales et soutenir un développement socio-économique durable.

Dans cette perspective, des aménagements hydro-agricoles ont été mis en place, parmi lesquels la plaine irriguée de Bama en 1970, située dans la région de Guiriko, au cœur du bassin versant de la rivière Kou. Cette plaine, emblématique par sa superficie d'environ 1260 ha et sa vocation rizicole, est confrontée à un problème majeur : l'insuffisance d'eau en saison sèche. Une étude réalisée dans le cadre du Programme de Résilience du Système Alimentaire en Afrique de l'Ouest (PRSA) a révélé un déficit hydrique de plus de 8 millions de m^3 nécessaires pour assurer la double campagne culturale sur la plaine (PRSA 2023).

Pour résoudre cette contrainte, plusieurs options ont été envisagées, parmi lesquelles la construction d'un barrage sur la rivière Kou apparaît comme la solution la plus prometteuse. Ce projet s'inscrit dans une logique de valorisation des ressources en eau et de sécurisation des productions agricoles dans la région. Il répond également aux orientations de la Politique Nationale de l'Eau et du Plan d'Action pour la Gestion Intégrée des Ressources en Eau (PAGIRE), qui promeuvent une meilleure régulation des écoulements et la mobilisation durable des eaux de surface.

Divers travaux ont déjà été menés sur la rivière Kou, notamment en lien avec le suivi des nappes, le bilan hydrologique du bassin et les conflits liés à l'usage de l'eau (PAGIRE 2003; Wellens et al. 2008). Toutefois, les études techniques orientées spécifiquement vers la faisabilité d'un ouvrage de retenue à des fins d'irrigation restent limitées. C'est dans cette optique que s'inscrit le présent mémoire.

Ce travail vise à réaliser une étude technique préliminaire permettant d'évaluer la faisabilité du projet de barrage, qui permettrait de mobiliser durablement un volume d'eau suffisant pour combler le déficit hydrique de la plaine de Bama en saison sèche, tout en garantissant la stabilité de l'ouvrage et la durabilité environnementale du projet.

Ce mémoire est structuré en trois grandes parties. La première partie présente le cadre général de l'étude, en détaillant le contexte, la problématique et les objectifs. La seconde partie est consacrée à la méthodologie adoptée pour la collecte, l'analyse et le traitement des données. Enfin, la troisième partie expose les résultats obtenus, leur discussion, et les conclusions générales du travail, accompagnées de recommandations.

I. PRESENTATION DU PROJET

I.1 Contexte et justification

Le Programme de Résilience du Système Alimentaire en Afrique de l'Ouest (PRSA) soutient des initiatives visant à renforcer la sécurité alimentaire et la gestion durable des ressources naturelles. Au Burkina Faso, l'un des axes prioritaires porte sur la réhabilitation de périmètres irrigués, dont celui de Bama (1260 ha), reconnu pour son potentiel agricole dans la région des Guiriko.

Cependant, la plaine de Bama connaît un déficit hydrique important, notamment en saison sèche. Les ouvrages actuels ne permettent de mobiliser que 25,5 millions de m³ sur un besoin estimé à 33,5 millions de m³, laissant un déficit de plus de 8 millions de m³. Cette contrainte limite fortement la double culture annuelle souhaitée.

Dans ce contexte, la construction d'un barrage sur la rivière Kou, proche de la plaine, constitue une solution durable pour sécuriser l'approvisionnement en eau. Elle permettrait non seulement de couvrir les besoins d'irrigation, mais aussi de répondre à d'autres usages comme l'abreuvement du bétail ou la pêche artisanale.

L'étude technique envisagée vise à évaluer la faisabilité de cet aménagement en intégrant les aspects hydrauliques, géotechniques, environnementaux et socio-économiques.

I.2 Objectifs du projet

❖ Objectif global

L'objectif principal du projet est de contribuer à la sécurisation de l'eau pour l'irrigation de la plaine de Bama, à travers la réalisation d'un barrage de retenue sur la rivière Kou, permettant de combler le déficit hydrique identifié et de soutenir une intensification durable des productions agricoles.

❖ Objectifs spécifiques

De façon spécifique, il s'agira de :

- Faire une synthèse des études de base et une caractérisation du site du projet (géographiques et hydrologiques) ;
- Réaliser une étude de faisabilité technique pour le dimensionnement de la digue, de l'évacuateur de crue et des ouvrages annexes ;

- Proposer des mesures environnementales et sociales visant à atténuer les impacts potentiels du projet ;
- Estimer le coût de réalisation des travaux du barrage par un devis estimatif et quantitatif.

I.3 Données de base

Les données de base sont entre autres :

- Données géologiques, géotechniques et géophysiques, récupérer au Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquée (BERA), provenant de l'analyse du site pressenti à travers des sondages manuels et des analyses en laboratoire ;
- Données socio-économiques, récupérer à la structure (BERA), permettant de comprendre les usages actuels, les pressions sur la ressource, et les enjeux liés à l'acceptabilité du projet.

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

II.1 Présentation de la structure d'accueil

II.1.1 Historique de l'entreprise et domaine d'activité

Le Bureau d'Études et de Recherches Appliquées (BERA) est une société burkinabè à responsabilité limitée (SARL), créée en 1987, avec un chiffre d'affaires de 1 471 275 910 FCFA en 2023 et spécialisée dans le domaine de l'eau et de l'environnement. Il offre des services d'assistance technique, de maîtrise d'œuvre complète, d'études d'exécution et de contrôle des travaux. Basée à Ouagadougou, au secteur 23, cité 1200 logements, BERA intervient aussi bien au Burkina Faso qu'à l'international, dans des domaines variés tels que :

- Hydraulique agricole : études et aménagements de bassins, vallées, périmètres irrigués, barrages et réseaux de drainage ;
- Hydraulique urbaine et assainissement : AEP, traitement des eaux, stations de pompage, épuration, etc. ;
- Environnement : études d'impact, études écologiques, gestion durable des ressources ;
- Hydraulique villageoise et pastorale : inventaires, forages, pompes, suivi des nappes, animation et formation.

BERA a conduit de nombreux projets d'envergure dans la sous-région, notamment l'étude et le suivi de barrages comme Samendeni, Bougouriba, Sanghin, Ziga, et Banwaly, avec des capacités de stockage dépassant parfois le milliard de m^3. La structure dispose d'une équipe pluridisciplinaire expérimentée, composée d'ingénieurs (génie rural, civil, hydraulique, topographie, géotechnique, environnement), de techniciens, de géologues, d'hydrogéologues, de dessinateurs, d'économistes, et d'un personnel administratif complet.

II.1.2 Ressources humaines et matériels

Pour assurer la mise en œuvre de ses activités, BERA s'appuie sur des ressources humaines qualifiées et diversifiées, réparties entre les pôles techniques, administratifs et logistiques. Cette organisation repose sur un personnel permanent, renforcé ponctuellement par des consultants ou experts selon les besoins spécifiques des projets.

L'ensemble de l'équipe est structuré selon un organigramme hiérarchique représenté à la **Figure *1***, mettant en évidence les différents services opérationnels.

En complément de son capital humain, l'entreprise dispose également de ressources matérielles adaptées aux exigences de ses missions : véhicules d'intervention, matériel de prospection géophysique, conduites d'adduction en eau potable.

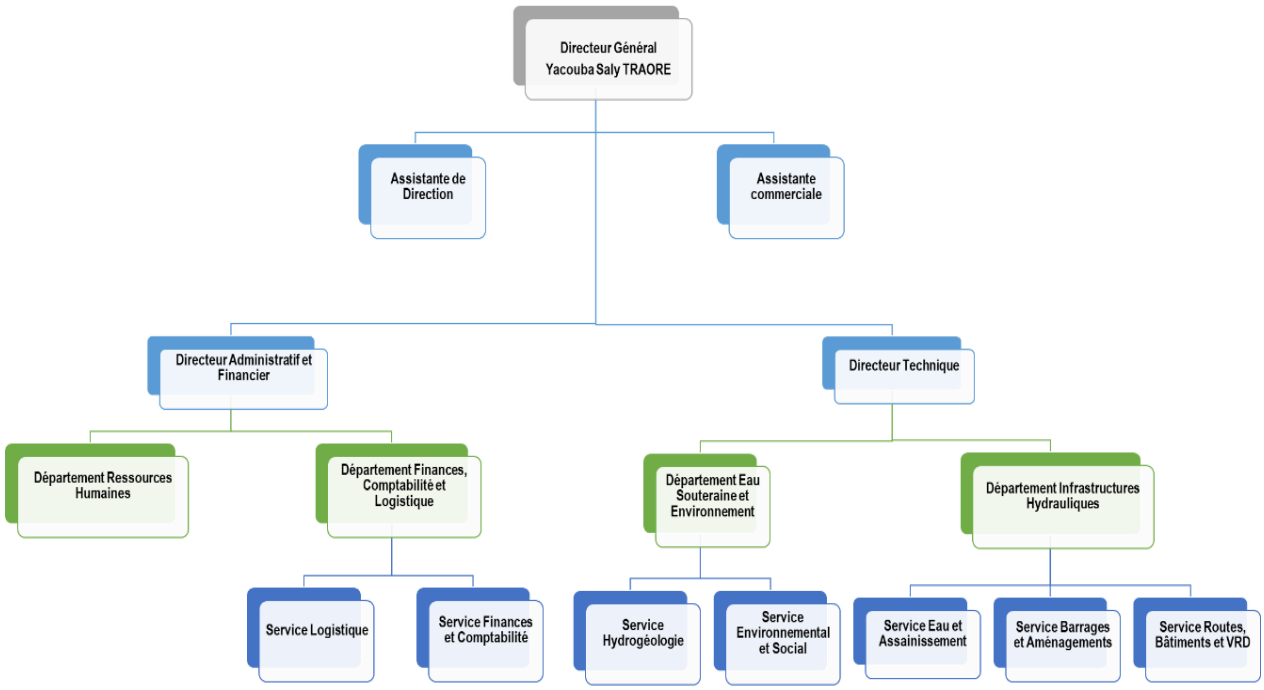


Figure 1 : Organigramme de la structure d'accueil BERA

II.2 Présentation de la zone d'étude

II.2.1 Situation géographique

La zone d'implantation du projet de barrage, est situé au 30 km au Nord-Ouest de Bobo-Dioulasso dans la commune de Bama, province du Houet, dans la région des Guiriko (***Figure 2***), sur la route nationale N°9 (axe Bobo-Faramana-Mopti). Le périmètre irrigué de la vallée du Kou couvre une superficie de 1260 ha, et est spécialisé dans la production du riz. Le barrage coupe de part et d'autre la rivière Kou, principal cours d'eau de la zone, et a pour coordonnées géographiques 4°22'51.002"W, 11°20'59.033"N.

La zone du projet est spécifiquement située sur le territoire des villages de Diaradougou et Sandimisso, dans la commune de Bama. Elle est limitée au nord par le village de Bama (vallée du Kou), au sud par les villages Bana et Dindérésso, au Nord-Est par les villages

Sourkoudougou, Banaorodougou, Banakélédaga, et à l'ouest par le village Soungalodaga. Au total, huit villages sont concernés par la zone d'influence du projet.

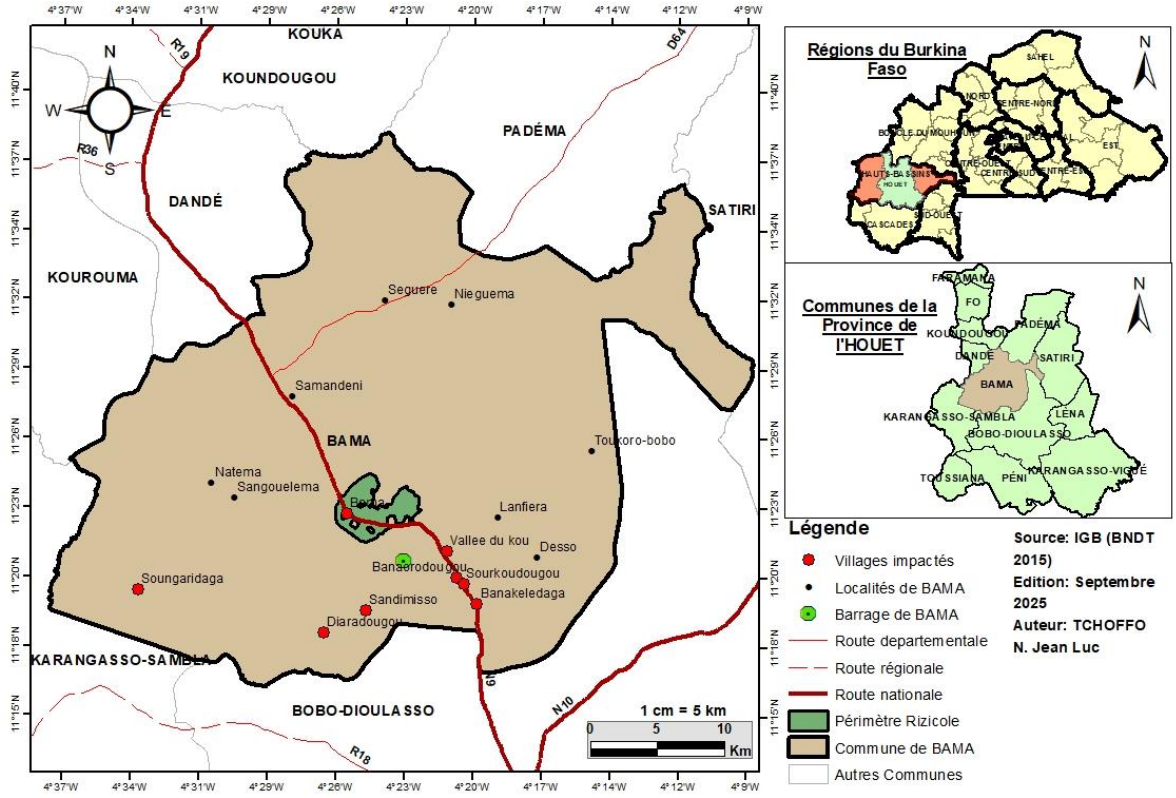


Figure 2: Localisation de la zone d'étude du projet

II.2.2 Présentation du cadre physique

❖ Climat

La commune de Bama, tout comme celle de Bobo-Dioulasso, se situe dans la zone soudanienne et bénéficie d'un climat de type tropical humide et sec, entre les isohyètes 800-1100 mm. Ce climat est marqué par une saison des pluies intense de mai à mi-octobre. La température moyenne annuelle enregistrées à la station synoptique de Bobo-Dioulasso de 1990 à 2022, oscille entre 27 et 28 °C, avec des extrêmes pouvant atteindre 40 °C en avril-mai (période la plus chaude) et descendre jusqu'à 18 °C pendant les nuits de décembre-janvier.

La région est bien assez arrosée. Les précipitations annuelles moyennes, enregistrées à la station météorologique de Bobo-Dioulasso de 1990 à 2022, sont d'environ 1063 mm. Le mois d'août étant généralement le plus pluvieux, avec des hauteurs mensuelles dépassant souvent 250 mm. Parallèlement, l'évaporation potentielle reste élevée tout au long de l'année, particulièrement pendant la saison sèche (***Figure 3***). L'association de pluies intenses mais

concentrées sur quelques mois et d'une forte évaporation constitue un facteur déterminant pour l'agriculture et la gestion des ressources en eau dans la région.

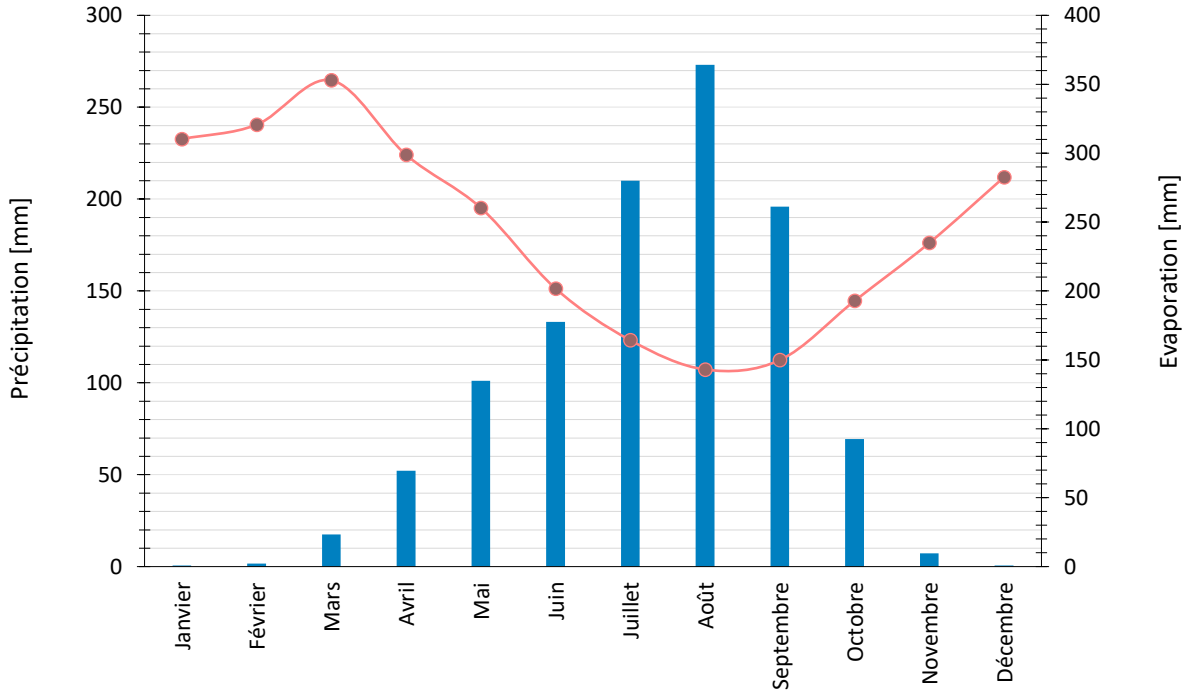


Figure 3: Répartition mensuelle des précipitations et de l'évaporation couvrant la période 1990-2022, dans la commune de Bama *(ANAM-BF)*

❖ Relief et Sol

La commune de Bama présente un relief majoritairement plat, marqué par de vastes plaines alluviales situées à une altitude moyenne de 320 mètres, notamment autour de Bama, Natema, Séguéré et Nieguema. Le sud du territoire est plus accidenté, avec des buttes et collines dont l'altitude varie entre 440 et 480 mètres. Les sols de la zone d'étude sont variés, mais globalement favorables à l'agriculture (BERA 2025b). On distingue principalement :

- Des sols hydromorphes riches, limono-argileux en surface et argileux en profondeur, occupant environ 80 % de la superficie communale. Ils sont adaptés à la riziculture et au maraîchage (tomates, oignons, gombos, etc.).
- Des sols bruns eutrophes, argilo-sableux en surface et argileux en profondeur, bien structurés et profonds (plus de 100 cm), convenant aux cultures de rente comme le coton, l'arachide et le sésame.
- Des sols ferrugineux tropicaux lessivés, parfois gravillonnaires, reposant sur des formations sablo-argileuses. Ils sont peu profonds (< 40 cm) et présentent une hétérogénéité spatiale importante.

Ce contexte pédologique favorable, contribue à justifier les investissements agricoles dans la zone, et les pentes y sont généralement inférieures à 2 %, ce qui favorise une bonne rétention d'eau, mais limite parfois le drainage naturel.

❖ Hydrographie

La commune de Bama est traversée par la rivière Kou, un affluent majeur du fleuve Mouhoun. Cette rivière pérenne prend sa source près de Kodala, à une trentaine de kilomètres au sud-ouest de Bobo-Dioulasso. Elle est formée par la confluence de plusieurs marigots, dont le Kiéné et le Farokoba, et est alimentée par de nombreuses sources, notamment celles situées près de Nasso. C'est ce réseau d'alimentation souterrain qui confère au Kou un débit régulier, même en période d'étiage.

Dans la commune, le Kou joue un rôle structurant. Il traverse la zone sud du village et alimente par dérivation le périmètre rizicole de Bama (***Figure 4***). L'aménagement du périmètre du Kou a nécessité la réalisation d'un certain nombre d'ouvrages hydrauliques comprenant : une prise d'eau sur le Kou à côté du village de Diaradougou situé à 11 km du périmètre rizicole ; un canal d'amenée cimenté, d'une longueur de 11,18 km et d'une capacité de 3 m^3/s ; un canal principal long de 10 km environ, ceinturant le périmètre ; 99 km de canaux de drainage desservant toutes les parcelles, séparées par des diguettes destinées à retenir l'eau (Nebie 1996). En complément, le lac Banwô, situé à proximité, sert de réservoir d'eau de surface utilisé pour l'irrigation, la pêche et l'abreuvement du bétail.

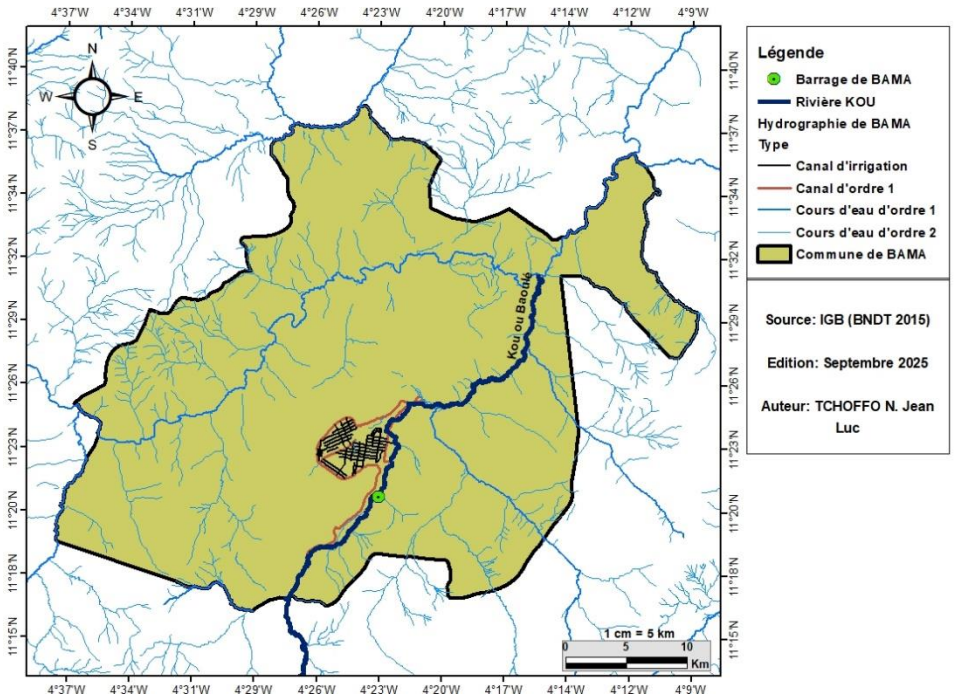


Figure 4: Carte du réseau hydrographique de la commune de BAMA

II.2.3 Présentation du cadre socio-économique

La zone concernée par le projet est située plus précisément dans la plaine rizicole de Bama et ses villages environnants comme Diaradougou, Tanwogoma ou Sandimisso. Cette plaine, à vocation essentiellement agricole, constitue un levier majeur de sécurité alimentaire dans la région.

❖ **Population**

La commune de Bama comptait environ 85 834 habitants en 2019 (INSD 2022) ; les villages de Diaradougou et Sandimisso, directement concernés par le projet, regroupaient 1 668, avec une population projetée à 2 260 en 2030. La population est très jeune (près de 75 % de moins de 35 ans) et en forte croissance, alimentée par les migrations. Les principales ethnies sont les Bobo, Dafing, Peulh, Mossi et Samo.

❖ **Activités économiques**

L'agriculture domine et occupe plus de 95 % de la population active. Les principales cultures sont le maïs, la banane et le riz irrigué soutenues par les infrastructures hydrauliques de la plaine aménagée, suivis du sorgho, du niébé, de la patate douce et du maraîchage (tomate, chou, aubergine, oignon, poivron). L'élevage extensif, notamment bovin et caprin, la pêche artisanale et le petit commerce constituent des activités complémentaires.

❖ **Organisation foncière et sociale**

La gestion des terres reste marquée par les traditions lignagères, souvent source de litiges fonciers. Des structures modernes comme les Conseils Villageois de Développement (CVD), les Commissions Foncières Villageoises (CFV), ainsi que plusieurs coopératives de producteurs et associations féminines, jouent un rôle important dans la gestion des terres, la concertation et l'encadrement des filières agricoles.

❖ **Conditions de vie et dynamiques sociales**

Les infrastructures (écoles, CSPS, marchés) existent mais demeurent limitées, notamment en électricité, eau potable et routes praticables en saison des pluies. L'extension des surfaces agricoles, les pressions démographiques et les effets du changement climatique ont contribué à la dégradation des ressources naturelles (BERA 2025a). L'insécurité hydrique accentuée en saison sèche, limite la possibilité de double campagne agricole et fragilise la sécurité alimentaire des ménages. Le barrage projeté est perçu comme une solution stratégique, permettant de renforcer la production rizicole et de stabiliser les autres activités agricoles.

III. MÉTHODOLOGIE DE CONCEPTION

La méthodologie adoptée dans le cadre de ce travail vise à proposer une solution technique appropriée pour la réalisation d'un barrage sur la rivière Kou, en vue principalement d'alimenter les périmètres irrigués en aval, ainsi que pour d'autres usages secondaires. Elle s'articule autour de plusieurs étapes clés allant de la collecte des données à l'analyse technique des ouvrages à proposer.

III.1 Recherche documentaire

Une revue documentaire approfondie a été réalisée afin de recueillir les informations techniques, scientifiques et contextuelles nécessaires à la conception du barrage sur la rivière Kou. Cette revue s'appuie à la fois sur des documents locaux et des références plus générales relatives à la construction de barrages en zones rurales semi-arides.

Elle comprend notamment l'analyse des études antérieures réalisées dans la région, telles que la Monographie des Hauts-Bassins (2019) et les études préalables menées par le Bureau d'Études et de Recherches Appliquées (BERA) sur le site de Bama. Ces documents ont permis de mieux comprendre le contexte local, et les spécificités socioprofessionnelles du terrain.

Par ailleurs, une recherche dans la littérature scientifique et technique a été effectuée, portant principalement sur des projets de barrages et de périmètres irrigués réalisés au Burkina Faso et dans des contextes climatiques comparables. Cette partie a permis d'identifier les bonnes pratiques en matière de dimensionnement hydrologique, de choix des matériaux, de gestion des impacts environnementaux et sociaux, ainsi que les retours d'expérience sur l'exploitation durable de ce type d'ouvrages. Cette revue documentaire a ainsi servi à orienter les choix méthodologiques et techniques adoptés tout au long de l'étude.

III.2 Méthodologie

III.2.1 Matériel

Afin d'apprécier la qualité des données et leur exploitation, nous utiliserons divers outils et logiciels informatiques pour l'analyse, le traitement des données, et le dimensionnement du barrage. En effet l'étude technique s'appuiera sur un ensemble de données collectées à différentes échelles :

- Les levés de terrain réalisés au droit de la rivière Kou, récupérer auprès de l'entreprise et appuyés par un Modèle Numérique de Terrain (MNT) ;
- Les données hydrométriques, dont une longue chronique de débit maximum journalier annuel sur 68 ans (1952-2023) de la station de Dindérésso, nécessaires à la modélisation des apports ;
- Les données journalières de précipitation, d'évaporation au bac A, d'évapotranspiration potentielle, et les températures maximales et minimales mensuelles, sur 33 ans (1990-2022) de la station de Bobo-Dioulasso ;
- Les données journalières annuelles d'étiages de la rivière Kou à l'aval de Diaradougou de 1990 à 2020.

Le ***Tableau 1*** liste d'ailleurs les outils que nous utiliserons et donne une brève description de l'utilisation de ces derniers pour le traitement des données.

Tableau 1: Outils informatiques exploités

Logiciel/Outil	Utilisation
ArcGIS	Analyse spatiale, cartographie
HyfranPlus	Analyse fréquentielle des débits et des pluies
Covadis	Traitement des levés topographiques
CYPE	Calculs structurels (ouvrages en bétons)
Excel	Traitement et synthèse de données
GeoStudio	Études géotechniques (stabilité des talus, etc.)
Google Earth	Reconnaissance spatiale du site
Word	Rédaction du rapport et mise en forme des livrables

III.2.2 Etudes topographiques

Les études topographiques ont été réalisées en se concentrant sur l'axe de la digue et sur la cuvette de la future retenue. Le choix du site du barrage a consisté à positionner l'axe du barrage au niveau du resserrement naturel de la vallée, afin de minimiser la longueur de la digue tout en maximisant le volume de stockage.

Les données collectées ont été traitées à l'aide du logiciel Covadis. Le profil en long de l'axe a notamment servi à estimer les cubatures de la digue et à apprécier la morphologie du

site, éléments indispensables au calage des différents ouvrages (digue, déversoir et ouvrages annexes).

Par ailleurs, les levés topographiques de la cuvette ont permis d'établir des courbes de niveau précises, qui ont ensuite constitué la base pour la construction des courbes hauteur-surface et hauteur-volume de la retenue.

III.2.2.1 Etablissement de la courbe hauteur-surface

Pour chaque altitude correspondant à une courbe de niveau issue des levés topographiques, la surface inondée a été calculée de manière indépendante à l'aide du logiciel Covadis. L'altitude moyenne du fond de la cuvette a constitué le point de départ de cette courbe (surface nulle). L'ensemble des points obtenus (altitude, surface correspondante) a ensuite permis de tracer la courbe hauteur-surface. Cette courbe s'est révélée essentielle pour l'établissement ultérieur de la courbe hauteur-volume de la retenue, en intégrant les variations de surface à chaque côte de remplissage.

III.2.2.2 Etablissement de la courbe hauteur-volume

Elle est dressée à partir des résultats de la courbe hauteur-surface, et le volume de la cuvette du barrage sera élaboré à partir de la **méthode détaillée**, équation (1), aboutissant à la réalisation de la courbe hauteur-volume.

❖ **Méthode détaillée**

Cette méthode a permis de calculer les volumes partiels compris entre les différentes deux courbes de niveau successive de la cuvette (Compaoré 1996; FAO 1996). Le volume total de la cuvette a ensuite été obtenu par cumul de ces volumes partiels. Chaque volume partiel est obtenu à partir de la superficie moyenne entre deux courbes successives en tenant compte de la dénivelée des courbes successives.

$$\mathbf{Vi} = \left(\frac{\mathbf{S_n} + \mathbf{S_{n+1}}}{\mathbf{2}}\right)\mathbf{\Delta H} \qquad (1)$$

Avec :

- Vi [$m^{3]}$: volume partiel entre 2 courbes successives
- ΔH[m] : dénivelée en la courbe n et la courbe n+1
- S_{n+1}[m^2] : surface de la courbe de niveau n+1
- S_n[m^2] : surface de la courbe de niveau n

La courbe hauteur-volume est alors dressée à partir du volume total de la cuvette correspondant à chaque altitude.

III.2.3 Etudes hydrologiques

L'étude hydrologique avait pour but, d'évaluer les apports du cours d'eau qui assureront le remplissage de la retenue, et de définir la crue de projet pour laquelle doit être dimensionné l'évacuateur de crues, ainsi que les ouvrages annexes.

III.2.3.1 Caractérisation du régime climatique

Le régime climatique de la zone étudiée est nécessaire pour une bonne validité des méthodes de calcul utilisées. L'analyse des pluies annuelles sur une série de 33 années, de 1990 à 2022, a permis d'identifier le régime hydrologique associé à notre zone d'étude sur la base de la classification définie par Rodier (FAO 1996).

III.2.3.2 Etude des paramètres physiques du bassin versant

Avant d'entamer l'étude proprement dite, il y a lieu de déterminer les principales caractéristiques géométriques et morphométriques du bassin versant.

❖ **Délimitation du bassin versant**

La délimitation du bassin versant s'est faite à l'aide du logiciel ArcGIS à partir d'un Modèle Numérique de Terrain (MNT) obtenu sur la plateforme en ligne de la NASA (USGS Google Explorer). Le MNT a été traité pour générer le réseau hydrographique, les directions d'écoulement, et positionné l'exutoire, à partir duquel le contour du bassin versant a été délimitée automatiquement à partir de cet exutoire. Le contour obtenu permettra d'extraire les principales caractéristiques physiques du bassin versant (superficie, pente, hypsométrie, etc.).

❖ **Superficie (S) et Périmètre (P) du bassin versant**

La superficie et le périmètre du bassin versant ont été calculés automatiquement dans le logiciel ArcGIS après délimitation du bassin versant.

❖ **Pente longitudinale (I) du bassin versant**

La pente moyenne donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct. Elle a été estimée à l'aide de la formule empirique de Grésillon.

$$\mathbf{I} = \frac{\mathbf{0,026}}{\sqrt{\mathbf{S}}} \qquad (2)$$

Avec :

- S [km²] : surface du bassin versant
- I [‰] : pente longitudinale

Cette pente a permis de caractériser le relief du bassin versant (plaine, plateau, colline ou montagne), ce qui influencera directement la vitesse d'écoulement, le ruissellement, et donc les débits de crue. La classe du relief a ensuite été identifiée par comparaison avec la classification normalisée proposée par le CIEH et l'ORSTOM (FAO 1996).

❖ **Perméabilité du bassin versant**

La perméabilité du bassin a été estimée à partir de l'analyse pédologique, et géologique (type de sol, couverture végétale, etc.) du sol. Ces observations ont permis de classer le bassin selon la typologie définie par le CIEH et l'ORSTOM (FAO 1996), afin de déterminer sa capacité à infiltrer ou à ruisseler les eaux de pluie. Cette information sera essentielle pour le calcul des coefficients de ruissellement.

❖ **Indice de compacité de Gravélius (K_G) du bassin versant**

L'indice de compacité de Gravélius, permet de caractériser la forme du bassin versant. Il exprime le rapport entre le périmètre et la racine carrée de la superficie du bassin versant.

$$\mathbf{K_G = 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}} \quad (3)$$

Avec :

- K_G [-] : compacité de Gravélius
- P [km] : périmètre du bassin versant
- S [km²] : aire du bassin versant

❖ **Longueur du rectangle équivalent (Leq)**

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et par conséquent la même répartition hypsométrique. L'expression de calcul est donnée à l'équation (4).

$$\mathbf{L_{eq} = \frac{K_G \times \sqrt{S}}{1,128} \times \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_G}\right)^2}\right]} \quad (4)$$

Avec :

- L_{eq} [km] : longueur du rectangle équivalent
- K_G [-] : indice de compacité de Gravélius
- S [km²] : aire du bassin versant

❖ **Construction de la courbe hypsométrique**

Pour établir la courbe, les altitudes du bassin ont été regroupées par classes, puis la surface correspondant à chaque classe a été déterminée à partir du MNT dans le logiciel ArcGIS. Ces données ont été ensuite extraites et importés dans Excel pour calculer les pourcentages de surface et d'altitude cumulés, et ainsi tracé la courbe.

❖ **Indice global de pente (Ig)**

Il a été calculé après construction de la courbe hypsométrique, qui a permis de lire l'altitude à un pourcentage de surface de 5% et 95%.

$$\mathbf{Ig} = \frac{\mathbf{H_{5\%} - H_{95\%}}}{\mathbf{L_{eq}}} \quad (5)$$

Avec :

- Ig [m/km] : indice globale de pente
- Leq [km] : longueur du rectangle équivalent
- $H_{5\%}$ [m] : Altitude à un pourcentage de surface de 5%
- $H_{95\%}$ [m] : Altitude à un pourcentage de surface de 95%

On déterminera ensuite la pente transversale (**I_T**) en faisant la moyenne sur quatre ou six lignes de plus grande pente sur les versants (Compaoré 1996). Si cette pente diffère de plus de 20 % de Ig, un indice global de pente corrigé **(Igcor)** sera alors utilisé afin de mieux représenter la pente générale du bassin (FAO 1996).

$$\mathbf{Igcor} = \frac{(\mathbf{n-1}) \times \mathbf{Ig} + \mathbf{I_T}}{\mathbf{n}} \quad (6)$$

Avec :

- Igcor [m/km] : indice globale de pente corrigé
- n : coefficient fonction de la longueur du rectangle équivalent
- I_T [m/km] : pente transversale
- Ig [m/km] : indice globale de pente

❖ **Dénivelée spécifique (Ds) :**

Elle est calculée grâce à l'équation (7), et permet de situer le type de relief du bassin versant selon la répartition proposer dans (FAO 1996).

$$\mathbf{Ds} = \mathbf{Ig} \times \sqrt{\mathbf{S}} \quad (7)$$

Avec :

- Ds [m] : dénivelée spécifique
- Ig [m/km] : indice global de pente

- S [km²] : superficie du bassin versant

❖ **La densité de drainage (Dd)**

Elle se définit comme le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tous ordres et la surface totale du bassin versant et se calcule grâce à l'équation (8).

$$\mathbf{Dd} = \frac{\mathbf{L_{tot}}}{\mathbf{S}} \quad (8)$$

Avec :

- Dd [km/km²] : exprimée
- L_{tot} [km] : Longueur totale des cours d'eau de tous ordres
- S [km²] : l'aire du bassin versant

III.2.4 Estimation de la crue de projet

Nous présentons à ce niveau les méthodes d'estimation des débits des crues et ceux pour la détermination de la forme de l'hydrogramme de crues, mais avant cela nous définirons la notion de période de retour, base indispensable à la compréhension de ces méthodes.

III.2.4.1 Choix de la période de retour T

Il est important de rappeler que toute évaluation des crues est liée à une période de retour qui dépend du risque qu'on pourrait encourir en cas d'apparition d'une crue exceptionnelle. Conformément aux recommandations du Comité Français des Grands Barrages (CFGB), le risque intrinsèque au barrage peut être quantifié par le paramètre $H^2\sqrt{V}$, H désigne la hauteur du barrage en mètres au-dessus du point bas du sol naturel et V est le volume stocké en hecto mètres cubes au niveau normal. Vis-à-vis du paramètre $H^2\sqrt{V}$, Degoutte et Fry (1997) propose dans le **Tableau *2*** des recommandations pour le choix de la crue de projet.

Tableau 2: Période de retour minimale pour la crue de projet d'un barrage en terre *(Degoutte et Fry 1997)*

$\mathbf{H^2\sqrt{V}}$	< 5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	> 700
Période retour en année (crue)	100 (Centennale)	500 (Cinqcentennale)	1000 (Millénale)	5000 (Cinqmillennale)	10000 (Décamillénale)

III.2.4.2 Méthodes d'estimation des débits de crues

Les débits de pointe sont estimés par :

- La méthode d'ajustement statistique des débits instantanés maximums annuels enregistrés (1952-2023), au droit de la station hydrométrique de Dindérésso ;
- L'application des formules empiriques.

III.2.4.3 Ajustement statistique des données hydrométriques

Pour l'ajustement statistique des débits journaliers maximums annuels, nous avons utilisé le logiciel HYFRANPlus. Ainsi, plusieurs lois de distribution à 2 ou 3 paramètres dédiées aux valeurs extrêmes ont été testées. Il s'agit de:

- La loi Gamma ;
- La loi GEV (Valeurs Extrêmes Généralisée) ;
- La loi de Gumbel ;
- La loi de Galton (ou loi dite Log normale) ;
- La loi de Pearson type III.

Ces lois sont bien adaptées aux phénomènes extrêmes, car, les pointes correspondent à des événements rares. Les paramètres sont estimés par la méthode du maximum de vraisemblance. Après classement des lois testées sur la base de la probabilité à posteriori, qui tient compte de la qualité statistique de l'ajustement, les meilleurs ajustements correspondront aux valeurs les plus élevées de la probabilité à posteriori et aux coefficients bayésiens BIC et AIC les plus faibles.

III.2.4.4 Estimation des débits des crues à l'aide des formules empiriques

Les méthodes ORSTOM et CIEH font intervenir la pluie et les caractéristiques physiques du bassin versant pour le calcul des débits. Ceci étant, elles se réfèrent au calcul de la crue décennale. La méthode du Gradex, permet de rechercher les débits maximums de crues pour des fréquences d'apparition rares à très rares (temps de retour plus de 100 ans).

❖ **La méthode ORSTOM**

Elle repose sur la transformation de la pluie décennale journalière en un débit décennal, en tenant compte du ruissellement superficiel, du temps de base et des caractéristiques du bassin versant. Le débit décennale est déterminé par l'équation (9) .

$$\mathbf{Q_{10} = m \times A \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times \frac{S}{T_{b10}}} \qquad (9)$$

Avec :

- Q_{10} [m^3/s] : débit de pointe décennale
- S [km^2] : superficie du bassin versant
- α_{10} : coefficient de pointe décennal, pris en général égal à 2,6
- P_{10} [mm] : hauteur de pluie journalière décennale
- m : coefficient de majoration qui est fonction de classe d'infiltrabilité du bassin et de la zone climatique
- K_{r10} : coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale
- T_{b10} [min] : temps de base correspondant à la crue décennale
- A : coefficient d'abattement

La hauteur de pluie journalière décennale (P_{10}) sera calculée par analyse fréquentielle, en appliquant les mêmes conditions que celles présentée en *(cf. III.2.4.3)*, sur les données de pluies journalières maximales annuelles relevées à la station synoptique de Bobo-Dioulasso de 1990 à 2022.

Détermination des paramètres de la formule

- Le coefficient d'abattement A

Le coefficient d'abattement a été obtenu à partir de l'équation simplifiée de VUILLAUME (1974).

$$A = 1 - \left[\frac{161 - 0{,}042 \times \overline{P}_{an}}{1000}\right] \times \log(S)$$

Avec :

- S [km^2]: superficie du bassin, en km^2
- $\overline{P}_{an}$ [mm]: hauteur moyenne de précipitation annuelle, en mm

- Le coefficient de ruissellement décennal K_{r10}

Pour la détermination du coefficient de ruissellement décennal, nous avons opté pour l'approche analytique par interpolation linéaire entre les valeurs Kr70 et Kr100 utilisant les abaques de l'ORSTOM (FAO 1996), dans le cas d'une zone tropical sèche.

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

Avec :

- S [km^2] : superficie du bassin versant
- a', b' et c' : coefficients lu dans les abaques et fonction de l'indice globale qui encadre Igcorr

- Le temps de base (T_{b10}) et le temps de montée (T_{m10})

Ils ont été calculés à partir des relations empiriques de l'ORSTOM adaptées au contexte tropical sec (FAO 1996). Le temps de base a été estimé à partir de la surface du bassin et des

coefficients a et b lu dans les abaques de l'ORSTOM et fonction de l'indice globale qui encadre Igcorr.

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

Avec :

- T_{b10} [min] : temps de base décennale
- S [km²] : superficie du bassin versant
- a et b : coefficients lu dans les abaques et fonction de l'indice globale qui encadre Igcorr

Le temps de montée se déduit du temps de base déjà calculé.

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

Avec :

- T_{m10} [min] : Temps de montée décennale

❖ **La méthode CIEH**

L'expression du débit de pointe (Q_{10}) sera basée sur un schéma de régression multiple et sera déterminé par l' équation (10).

$$\mathbf{Q_{10} = a \times S^{s} \times \overline{P}_{an}{}^{p} \times Ig^{i} \times K_{r10}{}^{k} \times D_{d}{}^{d}} \quad (10)$$

Avec :

- Q_{10} [m^3/s] : débit de pointe décennale
- S [km²]: superficie du bassin versant
- I_g [m/km] : Indice globale de pente
- $\overline{P}_{an}$ [mm] : Pluie annuelle moyenne
- D_d [km^{-1}] : densité de drainage
- K_{r10}: coefficient de ruissèlement

Le coefficient a, et les exposant s, p, i, k, d, sont des coefficients à déterminer qui varient en fonction de la zone du projet. La détermination de ces coefficients est effectuée par une méthode de régression linéaire multiple

Plusieurs équations de régressions correspondant aux critères géographiques ou climatiques du bassin ont été sélectionné, et parmi ces équations, on retient celles qui montrent une valeur élevée de r^2 en favorisant les échantillons pour lesquels n est élevé. Il s'agira des équations 39, 40, 6 et 36.

III.2.4.5 Crue exceptionnelle ou crue de projet

❖ **La méthode du Gradex**

La crue de projet correspondante a été estimée selon la méthode du Gradex de Guillot et Duband. Elle a été estimée à partir du débit décennal (Q_{10}) retenu, en appliquant un coefficient majorateur (C), suivant l' équation (11).

$$\mathbf{Q_{projet} = C \times Q_{10}} \quad \text{Avec} \quad \mathbf{C = 1 + \left[\frac{P_{projet} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_{b10}}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}} \right]} \qquad (11)$$

Avec :

- C [-]: coefficient majorateur toujours > 1
- P_{projet} [mm] : pluie maximale journalière pour la période de retour de 100 ans
- P_{10} [mm] : pluie maximale journalière pour la période de retour de 10 ans
- Q_{10} [m^3/s] : débit décennale
- T_{b10} [h] : temps de base
- K_{r10} [-] : coefficient du ruissellement (valeur réelle)

III.2.4.6 Construction de l'Hydrogramme de crue

Il est schématisé en trois tronçons linéaires proposés par (Gresillon et al. 1977), et construit à l'aide des temps de base et de montée. Le changement de pente de la décrue s'est effectué à un point appelé débit de discontinuité Qd, dont la valeur est fixée par l' équation (12).

$$\mathbf{Q_d = \frac{2Q_p(T_{b10} - \alpha_{10} \times T_{m10})}{\alpha_{10}(T_{b10} - 2T_{m10})}} \qquad (12)$$

Avec :

- Qd [m^3/s] : débit de discontinuité
- Qp [m^3/s] : débit de projet
- T_{b10} [min] : exprimée en min
- T_{m10} [min] : exprimé en min
- α_{10} [-] : coefficient de pointe, pris en général égal à 2,6

III.3 Etude de la retenue et caractérisation de la cuvette

III.3.1 Estimation des apports liquides

Le calcul des apports annuels se fait en années moyennes, en années quinquennales et décennales sèches. Sa valeur est donnée par l'équation (13):

$$\mathbf{V_{liquide} = \frac{P_{an} \times S \times K_e}{1000}} \qquad \text{Avec} \quad \mathbf{K_e = \frac{L_e \times 1000}{P_{an}}} \qquad (13)$$

Avec :

- $V_{liquide}$ [m^3] : volume des apports liquides
- Pan [mm] : pluviométrie annuelle

- S [m^2] : superficie du bassin versant
- Ke : coefficient d'écoulement.
- Le [m] : lame d'eau ruisselée au cours de la période

L'estimation de la lame ruisselée (Le) a été estimée par la méthode de Dubreuil-Vuillaume puis par celle du déficit d'écoulement à travers la formule de Coutagne.

III.3.1.1 Méthode de Dubreuil-Vuillaume

C'est une approche empirique utilisée pour estimer l'écoulement annuel moyen des bassins versants non observés à partir de leurs caractéristiques physico-climatiques. Elle est applicable aux bassins ayant une superficie allant de 1 à 1 000 km² et pour des hauteurs de précipitations annuelles moyennes comprises entre 400 et 4 000 mm (FAO 1996).

❖ **Principe et facteurs de calcul**

La lame écoulée annuelle moyenne (Ec) a été déterminée à l'aide de relations issues de régressions multiples. Le calcul repose sur un facteur explicatif principal, la pluie réduite (Pr), qui représente la part des précipitations mensuelles disponibles pour l'écoulement après déduction de l'évapotranspiration. La pluie réduite est calculée par l' équation (14) :

$$\mathbf{Pr} = \sum_{\mathbf{n=1}}^{\mathbf{12}} \boldsymbol{\delta}^{\mathbf{n}} \left(\mathbf{P}_{\mathbf{me}}^{\mathbf{n}} - \frac{\mathbf{ETB}}{\mathbf{36}}\right) \quad (14)$$

Avec :

- P_{me}^{n} [mm]: hauteur mensuelle moyenne de précipitations pour le mois n.
- ETB [mm] : évaporation annuelle moyenne sur bac d'eau libre.
- δ^n [-] : coefficient égal à 1 si $P_{me}^{n} > \frac{ETB}{36}$ et à 0 dans le cas contraire.

Le calcul de l'écoulement moyen annuel (Ec) est ajusté en fonction de la zone phyto-climatique du bassin. Pour les bassins situés en région de savane arbustive (650 à 1 150 mm de pluie annuelle) comme celui de cette étude, l'équation (15)est proposée.

$$\mathbf{Ec} = \mathbf{0,47} \cdot \mathbf{Pr} - \mathbf{33} \cdot \mathbf{logS} + \mathbf{0,54} \cdot \mathbf{Ds} + \mathbf{A} \quad (15)$$

Avec :

- S [km²]: superficie du bassin
- Ds [m] : dénivelée spécifique
- A : terme d'aptitude à l'écoulement, dont la valeur est déterminée en fonction de la lithologie et de l'état du réseau hydrographique (FAO 1996).

Les coefficients d'écoulement en années quinquennales et décennales sèches, seront calculés à partir des coefficients proposés par l'Office National des Barrages et des

Aménagements Hydroagricole (ONBAH) au Burkina, respectivement 0,7 et 0,5 en fonction de l'écoulement en année moyenne.

III.3.1.2 Méthode de Coutagne

C'est une approche simple fondée sur une relation empirique entre la pluviométrie annuelle et l'écoulement. Pour calculer les différentes pluies annuelles, on se réfèrera à la fréquence. La loi de Laplace-Gauss (ou Normal) décrit correctement la répartition des précipitations annuelles autour de leur moyenne (Benjoudi et Hubert 2005). Selon l'ajustement de la loi Normale, la pluie humide correspond à q=F(x) et la pluie seche à p=1-F(x). Le calcul de la lame d'eau ruisselée, est obtenu en utilisant l'équation (16) .

$$\mathbf{Le} = \overline{\mathbf{P}}_{\mathbf{an}} - \mathbf{Dh}$$

$$\mathrm{Dh} = \begin{cases} \overline{\mathrm{P}}_{\mathrm{an}} - \lambda \overline{\mathrm{P}}_{\mathrm{an}}{}^{2} \; ; \; \mathrm{si} \; \overline{\mathrm{P}}_{\mathrm{an}} \in \left[\dfrac{1}{8\lambda}; \dfrac{1}{2\lambda}\right] \\ \overline{\mathrm{P}}_{\mathrm{an}} \; ; \; \mathrm{si} \; \overline{\mathrm{P}}_{\mathrm{an}} < \dfrac{1}{8\lambda} \\ 0{,}2 + 0{,}035 \times \mathrm{T} \; ; \mathrm{si} \; \overline{\mathrm{P}}_{\mathrm{an}} > \dfrac{1}{2}\lambda \end{cases} \qquad (16)$$

$$\text{et } \lambda = \frac{1}{0{,}8 + 0{,}14 \times \overline{\mathrm{T}}}$$

Avec :

- $\overline{\mathrm{P}}_{\mathrm{an}}$ [mm] : pluviométrie moyenne annuelle
- Dh [m] : déficit hydrique
- T [°C] : température moyenne
- λ [-] : coefficient de Coutagne
- S [km²] : superficie du bassin versant

III.3.2 Estimation des pertes

III.3.2.1 Pertes par dépôts solides

Cette évaluation s'effectuera par la détermination de la dégradation spécifique du bassin versant notée D et plusieurs relations empiriques ont été fournies par les chercheurs.

GRESILLON

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

GOTTSCHALK

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

KARAMBIRI (Karambiri 1998)

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

Volume $V = D \times S$

Avec :

- D [$m^3/km^2/an$] : Dégradation spécifique annuelle
- S [km^2] : superficie du bassin versant
- P [mm] : Pluviométrie moyenne annuelle
- h : Paramètre anthropologique du bassin versant
- r : Paramètre morphologique du bassin versant
- V [m^3/an] : Volume des dépôts solides

III.3.2.2 Pertes d'eau par infiltration

Dans cette étude, les pertes par infiltration ont été estimées de manière prudente en adoptant une valeur moyenne de 2 mm/jour, correspondant à la fourchette de 1 à 3 mm/jour (Kerspern et al. 1999), couramment utilisée pour la conception de barrages et de retenues au Burkina Faso. Ce choix se justifie par la nature des sols du site (souvent sableux-limoneux dans les Hauts-Bassins) et par de faible densité de drainage du bassin. Cette valeur a été appliquée uniformément sur la surface moyenne de la retenue au plan d'eau normal (PEN). Nous considérons toutefois que ce taux d'infiltration tendra à diminuer avec le temps sous l'effet du colmatage naturel du fond de la cuvette par les dépôts de sédiments fins. Ces estimations ont été intégrées au bilan hydrique mensuel de la retenue afin d'évaluer la capacité effective à satisfaire les besoins en eau pendant la saison sèche.

III.3.2.3 Pertes d'eau par évaporation

La quantité d'eau perdue par évaporation est fonction de l'étendue du plan d'eau et influencé aussi par des facteurs météorologiques tel que la température de l'air et de l'eau, l'humidité relative de l'air, la vitesse du vent, etc. Dans le cadre de cette étude, elle est estimée à partir des données d'évaporations journalières au bac A relevées à la station synoptique de Bobo-Dioulasso de 1990-2022, que l'on corrige avec la formule de (Pouyaud 1985) correspondant sensiblement à des conditions climatiques sahéliennes et tropicales sèches. La formule de Pouyaud est traduite par l'équation (17).

$$\mathbf{E_{lac} = 1,664 \times E_{bacA}^{0,602}} \quad (17)$$

Avec :

- Elac [mm/j] : évaporation au niveau de la retenue
- EbacA [mm/j] : évaporation au niveau du bac classe « A »

III.3.3 Estimation des besoins en eau

III.3.3.1 Besoins en eau domestique

Bien que le barrage soit prévu pour l'agriculture, il peut aussi avantageusement constituer un appoint supplémentaire à d'autres formes d'approvisionnement. En zone rurale, on considère un besoin minimal de 15 à 20 litres par jour par habitant (Durand et al. 1999). La population à prendre en compte est celle projetée à l'échéance du projet. La formule d'actualisation de la population sur la durée de vie du barrage de 30 ans est donnée par l'équation (18)

$$\mathbf{P_n = P_0(1+\alpha)^n} \quad (18)$$

Avec :

- α : taux de croissance annuel moyen
- n : nombre d'années du projet
- Pn : population actualisée sur le nombre d'année du projet
- P_0 : population à l'année de référence (2019)

On évaluera donc le besoin domestique mensuel par le produit de consommation spécifique sur la population actualisée.

$$\mathbf{B_{dos/mois}[m^3/j] = Csp \times Nbre\ de\ jours \times P_n} \quad (19)$$

Avec :

- α :le taux de croissance annuel moyen d'epèces
- P_n : population actualisée sur le nombre d'année du projet
- $B_{dos/mois}$ [m^3/j] : besoin en eau domestique mensuel
- Csp [m^3/jour/hab] : consommation spécifique de la population

III.3.3.2 Besoins en eau pastoral

La consommation spécifique du bétail est fonction du type de bétail. Ainsi, elle est de 40 l/jour/tête pour le gros bétail, 15 à 20 l/jour/tête pour les petits ruminants (Durand et al. 1999). Le bétail s'abreuve au niveau de la retenue en général d'Octobre à Mai. Pendant le reste du temps il s'abreuve dans les mares. L'équation (20) permettra de quantifier les besoins mensuels en eau en fonction de la consommation spécifique par espèce identifiée sur la population actualisée.

$$\mathbf{B_{past/mois}[m^3/j] = Csp_{espèce} \times Nbre\ de\ jours \times \left[P_{0espèce}(1+\beta)^n\right]} \quad (20)$$

Avec :

- β :le taux de croissance annuel moyen d'epèces
- $P_{0espèce}$: population d'espèce à l'année de référence (2019)
- n : nombre d'années du projet
- $B_{past/mois}$ [m^3/j] : besoin en eau pastoral mensuel
- $Csp_{espèce}$ [m^3/jour/tête] : consommation spécifique du cheptel

III.3.3.3 Besoins en eau agricole

C'est ici que nous avons les plus grosses consommations. En saison sèche, les cultures sont entièrement irriguées (Octobre-Avril) alors qu'en saison des pluies c'est une irrigation d'appoint (Mai-Septembre) (Diom 1992). Plusieurs variétés de riz sont rencontrées sur le périmètre, mais la variété TS2 avec une durée de semis à maturation de 120 jours a été considérée et tient compte des conditions socio-économiques du site (Ouoba et al. 2023). En effet le calendrier cultural (***Tableau 3***) du périmètre fait état d'une double campagne agricole.

Tableau 3 : Calendrier agricole du riziculteur

Désignation	**Période**
1ère campagne	décembre - mai
Pépinière	15 décembre
Repiquage	15 janvier
Récolte	15 mai
2e campagne	Juin-novembre
Pépinière	15 juin
Repiquage	15 juillet
Récolte	15 novembre

Une culture de saison sèche avec irrigation permanente et une culture de saison humide avec une simple irrigation d'appoint. Les besoins en eau seront alors calculés sur la première campagne agricole qui correspond à la saison sèche, à partir des valeurs d'évapotranspiration journalière de référence obtenue à la station de Bobo-Dioulasso de 1990-2022. les coefficients de culture (Kc) pour le riz sont ceux obtenus dans la région de Mogtédo (Dembele 1995; Dembelé et al. 1999; Wellens et Nitcheu 2008). On calculera ce besoin grâce à l'équation (21).

$$\mathrm{Bn} = \mathrm{ETM} - \mathrm{P_e} \quad \text{Avec :} \quad \mathrm{ETM} = \mathrm{Kc} \times \mathrm{ET0}$$

$$\mathrm{B_b} = \frac{\mathrm{Bn}}{\mathrm{e}} \tag{21}$$

$$\mathbf{B_t = 10 \times B_b \times S}$$

Avec :

- ETM [mm] : évapotranspiration maximale
- Kc [-] : coefficient cultural
- ET0 [mm] : évapotranspiration de référence
- Bn [mm] : besoin net
- B_b [mm] : besoin brut
- e [-]: efficience du réseau d'irrigation
- Bt[m^3] : besoin total du périmètre
- S [ha] : surface totale à irriguer
- Pe [mm] : pluie efficace du mois

La pluie efficace (Pe) a été calculée en utilisant l'équation de la FAO/AGLW :

$$\begin{cases} Pe = 0{,}8 \times P - \frac{24}{3} \text{ pour } P_{mois} > \frac{70}{3} \\ Pe = 0{,}6 \times P - \frac{10}{3} \text{ pour } P_{mois} \leq \frac{70}{3} \end{cases}$$

Avec :

- Pe [mm] : pluie efficace
- P [mm] : pluie mensuelle

III.3.4 Calage des cotes de l'évacuateur et du barrage

III.3.4.1 Courbe d'utilisation de la retenue

Pour vérifier l'adéquation de la capacité de la cuvette au PEN, avec les besoins en eau théoriques, puis par la suite lorsque l'ouvrage est réalisé, pour permettre de gérer au mieux l'eau disponible en tenant compte des différentes pertes, on trace donc des courbes d'utilisation de la retenue (Durand et al. 1999).

❖ **Hypothèses de simulation**

- La simulation commence en fin de saison des pluies. Puisse, qu'il y a plus de déversement et que les apports du cours d'eau sont minimes. Les prélèvements et les pertes en eau se traduisent par une baisse du niveau d'eau dans la retenue ;
- La durée de la saison sèche est de 6 mois (novembre-avril) ;
- Le pas de temps choisi est celui qui est généralement utilisé. Le pas de temps mensuel ;
- La retenue sera utilisée du 15 janvier au 15 mai, en se conformant au calendrier agricole du riziculteur sur le périmètre (Pallier 1977; Wellens et Nitcheu 2008). L'irrigation d'appoint finie en octobre ;
- On suppose qu'en année quinquennale sèche, le barrage est rempli. Donc la côte en début de saison sera considérée comme étant égale à la côte du déversoir ;
- La variante de gestion utilisée est celle qui soustrait en premier lieu les pertes (la plus sécurisante).

❖ **Calage des Plus Hautes Eaux (PHE)**

Elle correspond au PEN augmenté de la charge maximale au-dessus du seuil. On retient une charge maximale sur le déversoir de 0,6 à 1,5 mètres (Compaoré 1996)

$$\mathbf{PHE = PEN + h}$$

Avec :

- PHE[m] : plan des Hautes Eaux
- PEN[m] : plan d′Eau Normal
- h [m] : hauteur d′eau maximale au-dessus du seuil

III.3.4.2 Principe pour le calage du plan d'eau normal

La courbe d'utilisation permet de caler la côte de la prise d'eau et le niveau d'eau normal, grâce le plus souvent à un processus itératif.

❖ **Processus itératif**

1. Se fixer la cote en début de saison, la courbe hauteur-volume permettant de connaître le volume à ce moment ;
2. Se fixer une superficie à irriguer ;
3. Calculer les besoins en eau agricoles (+ humains et pastoraux) ;
4. Faire le total des besoins pour chaque période (mois), ainsi que le total des pertes ;
5. Faire la simulation qui consiste à donner l'état de la réserve au début et en fin de chaque période. Cette détermination se fait graphiquement ;
6. On obtient donc la cote et le volume en fin de saison culturale ;
7. On compare cette cote avec celle de la prise (choisie pour dominer la plaine, pour ne pas s'envaser trop rapidement et pour être alimentée par une tranche d'eau suffisante).

Si la superficie à irriguer n'est pas totalement irriguée sur la période culturale, on remonte alors le PEN et on recommence les simulations jusqu'à ce qu'on obtienne un compromis.

III.3.5 Choix du type de barrage

Le choix du type de barrage dépend de plusieurs facteurs, dont l' hydrologie du site, la disponibilité locale des matériaux, (Durand et al. 1999). Mais dans les zones de plaines ou plateaux, où les vallées sont peu marquées, le barrage en terre s'imposera comme le choix le plus adapté, et idéal pour des usages gravitaires comme l'irrigation (Degoutte et Fry 1997).

III.4 Etude technique des ouvrages

La conception des ouvrages a pour objectif de fournir les dimensions géométriques des ouvrages afin d'assurer leur stabilité et leur bon fonctionnement.

III.4.1 Conception technique de la digue

Selon la disponibilité des matériaux, on orientera l'étude vers celle d'un barrage en terre homogène (remblai compacté).

III.4.1.1 Hauteur de la digue

La hauteur de la digue est calculée à l'équation (22) en ajoutant à la hauteur normale de la retenue, la charge maximale sur le déversoir de crue et la revanche libre.

$$\mathbf{E = Hr + h + R} \tag{22}$$

Avec :

- E [m] : hauteur de la digue
- Hr [m] : hauteur de la retenue
- h [m] : lame d'eau maximale au-dessus du déversoir
- R [m] : revanche libre

III.4.1.2 Revanche libre*

La revanche est une tranche de sécurité entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues. Elle se calcule en fonction de la hauteur et de la vitesse des vagues qui se forment due à la vitesse du vent et la longueur du plan d'eau ou « fetch ». Ces paramètres sont généralement estimés à l'aide des formules empiriques.

❖ **Hauteur des vagues**

La hauteur des vagues qui se forment du fait du vent peut être estimée à partir des formules empiriques de Mallet et Pacquant et la formule de Stevenson en fonction du fetch (**Figure *5***).

MALLET ET PACQUANT

L'équation (23) permet de calculer la hauteur des vagues

$$\mathbf{hv} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}} + \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{3}}\sqrt{\mathbf{F}} \tag{23}$$

STEVENSON

Elle est valable pour une vitesse du vent inférieure à 100 km/h et la hauteur des vagues est donc calculée à l'(24).

$$\mathbf{hv} = \begin{cases} \mathbf{0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,36\sqrt[4]{F}}, & \mathbf{F < 18\ km} \\ \mathbf{0,34\sqrt{F}}, & \mathbf{F > 18\ km} \end{cases} \tag{24}$$

Avec :

- F [km] : longueur rectiligne maximum du plan d'eau (Fetch), mesurée à partir du barrage
- Hv [m] : hauteur des vagues

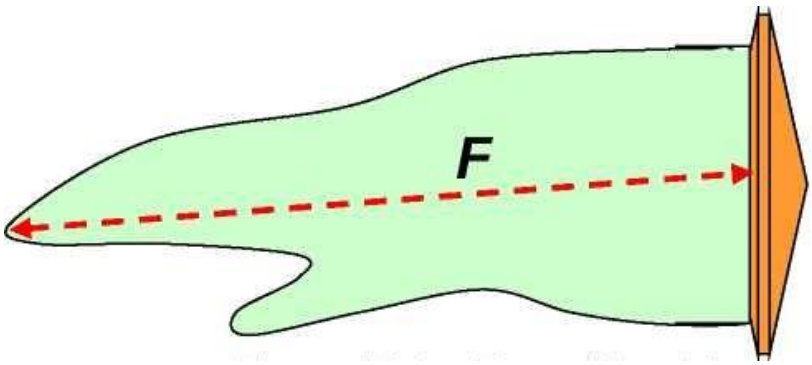


Figure 5: Schéma présentant la longueur du fetch *(Le Delliou et al. 2014)*

❖ **Vitesse des vagues**

La vitesse de propagation des vagues est elle-même déduite de l'amplitude des vagues. Pour des vagues de hauteurs comprises entre 0,5 et 2 m, MALLET et PACQUANT proposent l'équation (25)

$$\mathbf{Vv} = \frac{\mathbf{3}}{\mathbf{2}} + \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{3}}\mathbf{hv} \qquad (25)$$

Considérons h la moyenne de hauteur des vagues des autres auteurs, pour l'utiliser dans la formule de GAILLARD à l'équation (26).

$$\mathbf{Vv} = \mathbf{1,5} + \mathbf{2hv} \qquad (26)$$

Avec :

- Hv [m] : hauteur des vagues
- Vv [m/s] : vitesse de propagation des vagues

❖ **Revanche**

Pour tenir compte de l'action des vagues, la revanche libre peut être prise approximativement égale à :

Formule de MALLET et PACQUANT $$\mathbf{R} = \mathbf{A} \times \left(\mathbf{h_v} + \frac{\mathbf{V_v}^2}{\mathbf{2g}}\right)$$

Formule de GAILLARD $$\mathbf{R} = \mathbf{0,75hv} + \frac{\mathbf{V_v}^2}{\mathbf{2g}}$$

Formule simplifiée $$\mathbf{R} = \mathbf{1} + \mathbf{0,3}\sqrt{\mathbf{F}}$$

Avec :

- A [-] : Coefficient de sécurité entre 1 et 2 (souvent A=0,75) ;
- g [m/s²]: Intensité de pesanteur

La revanche doit en outre permettre de compenser le tassement du barrage après sa construction et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur totale du barrage (Degoutte et Fry 1997), si l'ouvrage a été bien réalisé.

III.4.1.3 Largeur en crête

La largeur en crête lc est en général déterminée par l'une des formules empiriques suivantes, où E *(cf. équation (22))*, est la hauteur du remblai en mètres.

KNAPPEN	$lc = 1{,}65\sqrt{E}$
PREECE	$lc = 1 + 1{,}1\sqrt{E}$
(Degoutte et Fry 1997)	$lc = 3{,}6\sqrt[3]{E} - 3$
Autre formule	$lc = 1/3\,E$

On prendra la plus grande valeur donnée par ces formules. Et on fixe lc = 3 m comme valeur minimale, afin de permettre la circulation des engins de terrassement pendant la réalisation et ultérieurement pour son entretien. Le compactage des dernières couches peut nécessiter une largeur supérieure.

III.4.1.4 Largeur de la base de la digue

La largeur de base l_f de la digue est déterminée par l'équation (27).

$$\mathbf{l_f = lc + \frac{E}{\tan(\alpha_1)} + \frac{E}{\tan(\alpha_2)}} \qquad (27)$$

Avec :

- Lc [m] : Largeur en crête
- E [m]: Hauteur de la digue
- α_1 et α_2 [°] : Angle d'inclinaison des talus

III.4.1.5 Pente des talus

La pente des talus est adoptée pour assurer la stabilité de la digue au glissement. Le choix des talus a été fonction de la hauteur du barrage en mètre et le type de barrage. A titre indicatif, le **Tableau *4*** donne quelques valeurs qui devront être vérifiées par une étude de stabilité mécanique du massif.

Tableau 4: Pente des talus pour pré dimensionnement *(Rolley et al. 1977)*

Hauteur du barrage en m	Type de barrage	Pente amont	Pente aval
< 5	Homogène	1 :2,5	1 :2
	A zones	1 :2	1 :2
5 à 10	Homogène, granularité étendue	1 :2	1 :2
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	**1 :2,5**	**1 :2,5**
	A zones	1 :2	1 :2,5
10 à 20	Homogène, granularité étendue	1 :2,5	1 :2,5
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1 :3	1 :2,5
	A zones	1 :2	1 :3,0

III.4.1.6 Couche de protection des parements

Les talus du barrage doivent être protégés afin de limiter les dégradations dues aux vagues de la retenue, au ruissellement pluvial, au vent ou encore aux animaux fouisseurs susceptibles de creuser des terriers dans la digue. Plusieurs types de protections peuvent être mis en place, notamment : enrochements, bétonnage, grillage ou dispositifs spécifiques anti-fouisseurs.

La crête du barrage doit également bénéficier d'une protection adaptée. Celle-ci a pour objectifs de limiter la dessiccation, de faciliter la circulation éventuelle des engins, et de prévenir l'érosion régressive des griffes de ravinement issues des talus. À cet effet, des dispositifs tels que les murets de crête peuvent être installés afin d'évacuer efficacement les eaux de ruissellement vers l'amont (côté retenue).

III.4.1.7 Lutte contre les infiltrations et protection contre le renard

La lutte contre la formation de renard a consisté à supprimer les infiltrations en formant des coupures imperméables par écran étanche, réduire la valeur du gradient hydraulique en allongeant les lignes d'écoulement, déposer dans les zones de résurgence, des drains destinés à assurer l'interception des eaux d'infiltration et à les évacuer.

- **Allongement des lignes d'écoulement**

Pour empêcher l'érosion interne des sols (phénomène de « renard ») qui pourrait endommager la fondation du barrage, on utilise la règle de LANE. Avec cette technique, on calcule la profondeur d'ancrage des « parafouilles » avec l'équation (28), le long des canalisations fondées sous le remblai qui constituent autant de « tubes » propices à la formation de renards (Durand et al. 1999). Cette méthode permet de vérifier que le chemin parcouru par

l'eau sous l'ouvrage rigide fondé dans un terrain meuble homogène, est assez long pour dissiper son énergie de façon sécurisée.

$$\mathbf{Lv + 1/3\ Lh \geq CH} \tag{28}$$

Avec :

- Lv et Lh [m] : longueur respective des cheminements horizontaux et verticaux
- H [m] : hauteur d'eau en amont du déversoir
- C [-] : coefficient de LANE qui dépend de la nature du terrain de fondation

❖ **Ecran étanche**

On a utilisé pour réaliser cet écran, une clé d'étanchéité. Il s'agit d'une tranchée remblayée d'argile compactée. La largeur au fond de la tranchée tient compte du gabarit des engins de terrassement (compacteur, bulldozer etc.) et sa profondeur théorique est donnée à l'équation (29)

$$\mathbf{P \geq \frac{C \cdot H - \frac{1}{3}B}{2}} \tag{29}$$

Avec :

- P [m] : profondeur théorique de la clé d'étanchéité
- B [m] : largeur de base de la digue
- H [m] : charge hydraulique,

❖ **Dispositif de drainage du remblai**

Sous le talus aval, le drainage sera assuré par un tapis de matériaux granulaires (sables ou graviers) disposés en couches minces. C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène (Durand et al. 1999). On adaptera la granulométrie du drain en conséquence et, si nécessaire, on interposera un filtre granulaire ou géotextile. Ce tapis présente aussi l'avantage de contribuer au drainage de la fondation. Enfin, un fossé ou une tranchée drainante de pied assurera la collecte et l'évacuation des eaux interceptées.

Si q est le débit d'infiltration à travers un mètre de largeur du barrage de perméabilité Kr, qu'il faut évacuer à travers le drain de perméabilité Kd, on peut écrire l'équation (30):

$$\mathbf{q = Kr \times y_0} \tag{30}$$

Avec :

- Kr [m/s] : la perméablité du remblai de digue
- y_0 : point d'intersection de l'axe des ordonnées avec la parabole de Kozeny

Cette parabole de Kozeny à pour équation :

$$y^2 - {y_0}^2 - 2xy_0 = 0 \text{ avec } y_0 = \sqrt{Hr^2 + d^2} - d$$

Avec :

- d [m] : paramètre fonction de la largeur de base lf de la digue
- Hr [m] : hauteur de la retenue de la digue

Ainsi, on en déduit l'épaisseur du drain grâce à l'équation (31).

$$\mathbf{e_d = 2 \times \sqrt{\frac{q \times ld}{K_d}}} \quad (31)$$

Avec :

- ed [m] : épaisseur du drain
- ld [m] : longueur du drain
- Kd [m] : perméabilité du drain

III.4.1.8 Stabilité des talus de la digue

La stabilité d'un barrage en remblai réside dans la stabilité aux glissements de ses talus. L'analyse de la stabilité est réalisée par la méthode des tranches (FELLENUS, BISHOP…) et implémentée dans le logiciel Geostudio, dont le principe se résume à :

- Identifier la cohésion c'et l'angle de frottement interne φ' du sol de fondation et du remblai de la digue, ainsi que la géométrie de la digue ;
- Modéliser la digue dans GeoSLOPE/W;
- Vérifier avec Bishop que le coefficient de sécurité Fs > 1,5.

III.4.2 Conception des évacuateurs de crues et des ouvrages annexes

L'évacuateur de crue est le dispositif de sécurité qui permet le transit des crues à travers le barrage avant qu'elles ne rattrapent le lit mineur du cours d'eau.

III.4.2.1 Seuil Déversant

Le choix du déversoir s'orientera vers un déversoir-poids central de surface en béton. Pour faciliter la construction, on se contentera d'un profil trapézoïdal avec parement amont vertical.

❖ **Détermination de la longueur du déversoir**

La longueur utile du déversoir a été calculée en tenant compte de l'effet de laminage de la retenue, en régime dénoyé. Cet effet permet d'optimiser la longueur L sans augmenter le

risque de submersion du barrage, et de limiter les coûts. Le débit maximum évacué est donné par l'équation (32).

$$\mathbf{Q_{emax} = m.L.h\sqrt{2g.h}} \quad (32)$$

Prendre en compte cet effet revient à déterminer Qemax en fonction de Qcmax. L'effet de laminage est caractérisé par le coefficient β tel que : $\beta = Qemax/Qcmax$

Pour calculer cet effet, on a utilisé la **méthode du coefficient « X_0 »**, bien adaptée à notre région (Durand et al. 1999). Le paramètre X_0 s'écrit :

$$\mathbf{X_0 = \frac{m^2 \times g \times {L_1}^2 \times Qcmax \times {t_m}^3}{S^3}}$$

Où :

- Qemax [m³/s] : débit maximum évacué par le déversoir
- Qcmax [m³/s] : débit maximum entrant dans la retenue
- m [-] : coefficient de débit de l'évacuateur
- L_1 [m]: longueur approchée du déversoir
- h [m] : hauteur de charge au-dessus de la crête
- g [m/s²]: accélération de la pesanteur pris égale à 9,81.
- S[m²] : superficie du plan d'eau
- tm[s] : temps de montée

Le coefficient β est ensuite obtenu par lecture sur les abaques en fonction de $Log_{10}X_0$. La longueur définitive est calculée par itérations successives : $\mathbf{L_{i+1} = \beta_i \times L_{i-1}}$, jusqu'à convergence de la valeur de L.

❖ Stabilité du déversoir

Le déversoir poids en béton doit être vérifié vis-à-vis des principales actions hydrauliques et mécaniques afin de garantir sa stabilité. Les vérifications classiques portent sur :

- Stabilité au glissement

$$\mathbf{FG = \frac{(W - U) \times \tan\varphi + C \times B}{P_e + P_t} \geq 1,5} \quad (33)$$

Avec :

- FG : facteur de sécurité
- W [kN/m] : poids propre de l'ouvrage
- U [kN/m] : sous pression
- Pe [kN/m] : poussée hydrostatique
- Pt [kN/m] : poussée des terres
- C [kpa] : cohésion du sol
- Φ [°]: angle de frottement interne

- Stabilité au renversement

$$\mathbf{FR} = \frac{\sum \mathbf{M_{/O}}\,(\mathbf{W} - \mathbf{U})}{\sum \mathbf{M_{/O}}\,(\mathbf{P_t} + \mathbf{P_e})} \geq \mathbf{1,5} \tag{34}$$

Avec :

- FR : Facteur de sécurité
- $\sum M_{/O}\,(W - U)$ [kN. m] : Moment des forces stabilisantes
- $\sum M_{/O}\,(P_t + P_e)$ [kN. m]: Moment des forces renversantes

- Stabilité au poinçonnement

$$\boldsymbol{\sigma_{max}} = \frac{\mathbf{N}}{\mathbf{B}}\left(\mathbf{1} + \frac{\mathbf{6e}}{\mathbf{B}}\right) \leq \boldsymbol{\sigma_{adm}} = \boldsymbol{\gamma_2 D} + \frac{\mathbf{q_u} - \boldsymbol{\gamma_2 D}}{\mathbf{Fs}} \quad \text{et } q_u = \frac{1}{2}\gamma_1 B N_\gamma + C N_c + \gamma_2 D N_q \tag{35}$$

Avec :

- D [m]: profondeur d'ancrage du déversoir dans la fondation
- γ_1 et γ_2 [kN/m^3] : poids volumique du sol
- C [kpa] : cohésion du sol sous la base de la fondation
- Nγ,Nc,Nq : facteurs de capacité portance
- B [m]: largeur de la base du déversoir
- N [kN] : action verticale
- e [m]: excentricité

- Vérification de la non fissuration

Règle du tiers central :

$$-\frac{\mathbf{B}}{\mathbf{6}} < \mathbf{e} < \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{6}}$$

Stabilité à la rupture :

$$\boldsymbol{\sigma_{max}} \leq \boldsymbol{\sigma_{lim,béton}} = \mathbf{0,3 f_{c28}}$$

Avec :

- B [m]: base du déversoir, en m
- fc28 [Mpa]: résistance en compréssion du béton à 28jours
- qu [Mpa] : capacité portante du sol
- Fs : coefficient de sécurité en général égal à 3
- σadm [Mpa] : contrainte admissible du sol

III.4.2.2 Bassin de dissipation

Il existe plusieurs types de bassins de dissipation. Dans le cadre de cette étude, l'attention est portée sur le bassin à ressaut hydraulique, solution largement utilisée et particulièrement efficace pour réduire la vitesse d'écoulement en aval du déversoir, de manière à la rendre compatible avec la stabilité des berges (Compaoré 1996).

Lorsque le bassin est implanté directement à l'aval du déversoir, les pertes de charge peuvent être considérées comme négligeables, ce qui simplifie l'évaluation hydraulique de l'ouvrage. On assimile le chenal immédiat après le bassin de dissipation à un canal de BRESSE. La profondeur normale yn (profondeur qui apparait pour le débit évacué Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Manning-Strickler.

$$\mathbf{Q = Ks \times S \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I}}$$

Avec :

- Rh [m] : rayon hydraulique
- I [m/m] : pente du chenal
- S [m²]: section mouillée
- Ks [-] : coefficient de rugosité

La détermination du type de bassin à ressaut se fait en calculant le nombre de Froude (F) et la vitesse à l'entrée du bassin (V_1) à l'équation (36). On écrit BERNOULLI entre le seuil et le bas du seuil, on obtient un système d'équations pour déterminer le tirant d'eau y_1 et la vitesse V_1 à l'entrée du bassin (Compaoré 1996).

$$\begin{cases} \mathbf{V_1 = \sqrt{2g\left[(1-\alpha)\left(H + h + \frac{V_0^2}{2g}\right) - y_1\right]}} \\ \mathbf{y_1 = \frac{Q}{L \times V_1}} \\ \mathbf{F = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}} \end{cases} \quad (36)$$

Avec :

- L [m] : longueur du déversoir
- h [m] : lame d'eau sur le seuil
- V_0 [m/s] : vitesse de l'eau sur le seuil
- α : paramètre pour tenir compte des pertes de charges

F étant obtenu, on déterminera la longueur et les autres dimensions (bloc de chute, blocs chicanes, protection aval) du bassin de dissipation, en se référant à différents abaques proposés par (Durand et al. 1999)

III.4.2.3 Murs bajoyers

Les murs latéraux et bajoyers fonctionnent essentiellement comme des murs de soutènement, dont le rôle est de résister à la poussée exercée par les terres et par la poussée de l'eau interstitielle (***Figure 6***). La poussée des terres est évaluée à l'aide des théories classiques

de l'équilibre des massifs (Rankine, Coulomb, Caquot, etc.), en tenant compte de la cohésion du sol.

L'équilibre global terre–mur est vérifié en examinant la stabilité au renversement et au glissement, ainsi que les contraintes transmises en fondation (Rolley et al. 1977). Les critères de sécurité adoptés sont similaires à ceux utilisés dans l'étude de stabilité du déversoir poids associé au projet (*cf. III.4.2.1*). La vérification de la stabilité est faite dans le logiciel CYPE2017.

Enfin, les murs proprement dits sont dimensionnés comme des consoles encastrées à leur base, sollicitées en flexion sous l'action combinée des poussées de terres et de l'eau de saturation, en considérant le cas défavorable d'un canal vide.

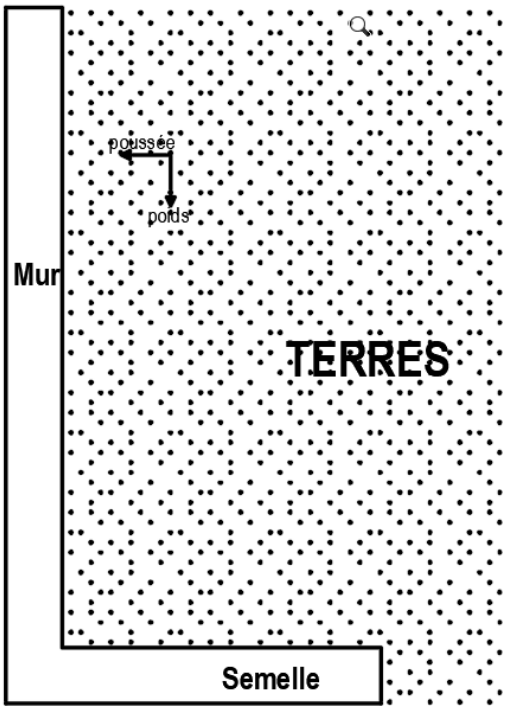


Figure 6 : Schéma des effets de la poussée des terres sur les bajoyers *(Rolley et al. 1977)*

III.4.2.4 Ouvrage de prise et de vidange

❖ **Ouvrage de vidange**

L'ouvrage de vidange consiste à vider la retenue en cas de pollution ou d'éventuelles réparations du barrage. Il a été combiné avec l'ouvrage de prise. La conception a porté sur le passage d'une conduite sous le corps du barrage, en fonctionnement en charge.

On se réfèrera aux dispositions proposées par (Degoutte et Fry 1997) pour le choix du type de conduite à utiliser, que l'on pose en tranchée dans le terrain en place vers le point le

plus bas du thalweg. On la pose sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire. Tout en respectant les prescriptions précédentes, on peut améliorer encore la lutte contre les infiltrations en disposant des écrans anti-renard dimensionné à l'aide de la règle de Lane *(cf. III.4.1.7)* en béton (forme carrée).

Ces écrans sont placés dans la partie amont du barrage, jusqu'au niveau de la clé d'étanchéité. Le diamètre du tuyau est bien entendu fonction du débit à évacuer (on l'évaluera en tenant compte du temps de vidange souhaité). Le calcul à l'équation (37), a été effectué en intégrant les pertes de charge linéaires et singulières (vannes, coudes, etc.), et admettre des vitesses de 3 à 7 m/s dans la conduite.

$$\mathbf{Q} = \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{T} \times \mathbf{86400}}$$
$$\mathbf{D} = \sqrt{\frac{\mathbf{4} \times \mathbf{Q}}{\boldsymbol{\pi} \times \mathbf{C} \times \sqrt{\mathbf{2gh}}}} \qquad (37)$$

Avec :

- T [jours] : temps de vidange
- V [m^3] : volume d'eau à évacuer
- C [-] : coefficient de perte de charge
- h [m] : charge à la côte de la prise

❖ **Ouvrage de prise à but agricole**

On a choisi une conduite enterrée, en fonctionnant en charge, sa conception diffère peu de celle des conduites de vidange du même type et posée dans des conditions similaires. Étant souvent de diamètre inférieur, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange (alors surdimensionnée) (Durand et al. 1999). La conduite sera alimentée à partir de la retenue par un puisard avec la vanne de commande placée à l'aval. Elle débouche à l'aval du barrage dans un bassin de tranquillisation de type impact.

Le diamètre de la conduite a été calculé en fonction du débit demandé par le périmètre par l'équation. Pour le calcul du diamètre on tiendra compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite, comme dans le cas des vidanges.

$$\mathbf{Q} = \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{T}} \quad \textbf{tel que}: \ \mathbf{V} = \mathbf{10} \times \mathbf{A} \times \mathbf{D_b} \qquad (38)$$

Avec :

- V [m^3] : volume d'eau à prélever par jour

- T [s] : fréquence d'irrigation par jour
- A [ha] : surface journalièrement irriguée
- Db [mm] : dose brute

III.5 Étude financière : Devis quantitatif et estimatif

III.5.1 Métré de la digue et des éléments d'ouvrages

Le volume du remblai de la digue et de sa tranchée est déterminé à partir des différents profils en travers. La méthode consiste à calculer la moyenne des surfaces de deux profils successifs, puis à multiplier cette valeur par la distance qui les sépare. Cette approche permet d'obtenir une estimation du volume total de matériaux nécessaires pour la digue et sa tranchée d'ancrage.

Concernant les éléments d'ouvrage, il s'agit d'une analyse quantitative de l'ensemble des ouvrages et des travaux nécessaires à la réalisation du barrage. Ce métré constitue une étape indispensable pour évaluer correctement le coût global du projet, en tenant compte de tous les ouvrages associés.

III.5.2 Devis estimatif

L'estimation financière du projet repose sur l'application des quantités obtenue aux prix unitaires publiée dans la l'édition 2025 de la « Mercuriale « Fournitures » de Ouagadougou, par l'Autorité de Régulation de la Commande Publique (ARCOP).

III.6 Analyse environnementale et sociale

La gestion des impacts environnementaux et sociaux est régie par le décret N°1187 du 22 octobre 2015 qui à son article 4 classe les travaux, ouvrages, aménagements et activités susceptibles d'avoir des impacts significatifs directs ou indirects sur l'environnement.

III.6.1 Identification et évaluation des impacts

L'analyse des impacts a consisté à décrire et à déterminer l'importance des impacts potentiels du projet sur les composantes des milieux naturel et humain. La méthode retenue pour évaluer l'importance probable des impacts s'est appuyer sur trois critères fondamentaux que sont la durée, l'étendue et l'intensité de l'impact. Les impacts potentiels du projet de barrage ont été identifiés et classés selon les différentes phases : construction, exploitation et fin de vie de l'ouvrage.

III.6.2 Proposition de mesures de gestion

Sur la base de cette analyse, des mesures ont été proposées afin d'atténuer les effets négatifs, tels que l'érosion, la pollution, les risques sanitaires ou les conflits fonciers, et de renforcer les effets positifs attendus, notamment la sécurisation de la production agricole, l'organisation des producteurs et la création d'emplois. En d'autres termes, à la suite de l'évaluation des impacts, des mesures d'atténuation, de compensation ou de bonification des impacts ont été proposées et prises en compte dans le plan de gestion environnementale et sociale.

III.6.3 Elaboration du Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES)

Il regroupe sous forme de matrices, les principales mesures, les responsabilités institutionnelles, les indicateurs de suivi et une estimation budgétaire. Ce dispositif doit permettre de minimiser les risques environnementaux et sociaux tout en maximisant les bénéfices du projet pour les populations locales.

IV.RESULTATS ET DISCUSSION

IV.1 Synthèse des données de base

IV.1.1 Données socio-économiques

IV.1.1.1 Caractéristiques de la population

D'un point de vue large, la zone d'influence du projet comprend 49 384 habitants, dont 78 % ont moins de 35 ans, soulignant une forte prédominance de la population jeune. Cette population, composée de diverses ethnies comme les Dafing, les Gourounsi et les Mossi, est caractérisée par une forte sédentarisation, avec plus de 70 % des jeunes ruraux impliqués dans l'agriculture. Cette situation est le reflet d'une forte dépendance et d'un attachement particulier à la terre et aux activités agricoles.

IV.1.1.2 Occupation des sols et activités

La pression démographique et les effets du changement climatique ont entraîné une dégradation des formations forestières au profit des superficies agricoles et des zones d'agglomération (BERA 2025). Les activités économiques sont dominées par l'agriculture vivrière et maraîchère. Les principales spéculations sont le sorgho, le maïs, le riz, le mil et le niébé, auxquelles s'ajoutent des cultures de rente telles que l'arachide, le sésame et le coton. L'élevage extensif de bovins, caprins et volailles constitue une activité complémentaire, dont l'effectif du cheptel en 2019 est présenté dans le **Tableau *5***, tandis que le petit commerce, l'artisanat, la pêche traditionnelle et l'exploitation du bois représentent des sources secondaires de revenus.

Tableau 5 : Effectif du cheptel dans la zone d'influence du projet *(DGESS/MRAH 2025)*

Indicateurs	Unité	2019
Bovins	UBT	33 290
Ovins	UBT	4 098
Caprins	UBT	3 021
Porcins	UBT	585
Camelins	UBT	3
Equins	UBT	2 745
Asins	UBT	1 588
Volailles	UBT	993

IV.1.2 Données géotechniques

IV.1.2.1 Stratigraphie des sols et caractéristiques de fondation

L'analyse de onze sondages manuels et de trois sondages à la tarière permis de définir la stratigraphie des sols le long de l'axe de la digue, dans le **Tableau *6***. Les résultats des essais en laboratoire sur les échantillons prélevés le long de l'axe de la digue sont résumés en annexe *(cf. Annexe I.2)*, mettant en évidence la prédominance de sols fins (classes A-6, A-2-6 et A-7-6).

Tableau 6 : Stratigraphie des sols et caractéristiques de fondation *(BERA, 2025)*

Localisation	Stratigraphie observée	Profondeur (m)	Interprétation
Rive droite	Argiles latéritiques graveleuses (2,20 m) → cuirasse latéritique → refus (roche)	0 – 3 m	Bonne assise, présence de roche peu profonde
Rive gauche	Grave argileuse latéritique (1 m) → cuirasse latéritique (2 m) → argiles latéritiques	0 – 3 m	Assise correcte mais hétérogène
Lit mineur	Sable (1 m) → argile limoneuse → argiles très compactes (jusqu'à 6 m)	0 – 6 m	Sols de fondation adéquats

IV.1.2.2 Matériaux de construction et emprunts

Trois sites d'emprunts argileux et deux sites d'emprunts de graveleux latéritiques ont été prospectés pour la construction de l'ouvrage. Les matériaux prospectés ont été identifié en quantité suffisante et aux caractéristiques géotechniques requises (faible perméabilité, faible dispersivité) pour le remblai de l'ouvrage, qui les rendent aptes à être utilisés pour la construction de l'ouvrage.

IV.1.3 Données géologiques et géophysiques

La zone d'étude se situe dans le bassin du Kou, rattaché à l'extension sud-est du bassin de Taoudeni. Elle est caractérisée par les formations des Siltites, Argilites et Carbonates (SAC) et des Grès à Granules de Quartz (GGQ), généralement disposées en couches subhorizontales à faible pendage vers le nord-ouest (BERA 2025). Ces formations sont recoupées par des dykes de dolérites post-tectoniques et par un système de failles orientées sud-est/nord-ouest. Les formations superficielles sont constituées de cuirasses latéritiques, de latérites et d'alluvions sablo-argileuses. Les levés géophysiques mettent en évidence une stratification en trois niveaux:

- Une couche résistive superficielle correspondant aux latérites et cuirasses ;

- Une couche conductrice intermédiaire constituée de saprolite (argiles et sables altérés) ;
- Le socle gréseux, résistant, situé à des profondeurs variables selon la rive : entre 10 et 15 m en rive gauche et entre 35 et 40 m en rive droite.

La présence de fractures et de discontinuités, relevée sur les profils, traduit une structure hétérogène susceptible de conditionner la circulation des eaux souterraines. Des corps très résistants, interprétés comme des dykes doléritiques, ont également été identifiés.

D'un point de vue hydrogéologique, le bassin recèle plusieurs niveaux aquifères en continuité hydraulique, formant une nappe unique, auxquels s'ajoute un aquifère superficiel localisé dans les latérites et les alluvions sablo-argileuses.

IV.2 Etude de la cuvette

IV.2.1 Courbe hauteur volume et courbe hauteur surface

Les lois volumétriques du barrage de Bama sont présentées à la **Figure** *7*. Globalement, les courbes hauteur–volume et hauteur–surface mettent en évidence que la retenue possède une capacité de stockage importante, mais que son remplissage initial (jusqu'à environ 333 m) mobilise une grande part de son volume utile, traduisant un fond de vallée évasé. Au-delà, la progression devient plus régulière jusqu'à environ 336,8 m. Cette relation permet de relier directement les hauteurs d'eau observées aux volumes disponibles pour l'exploitation du barrage.

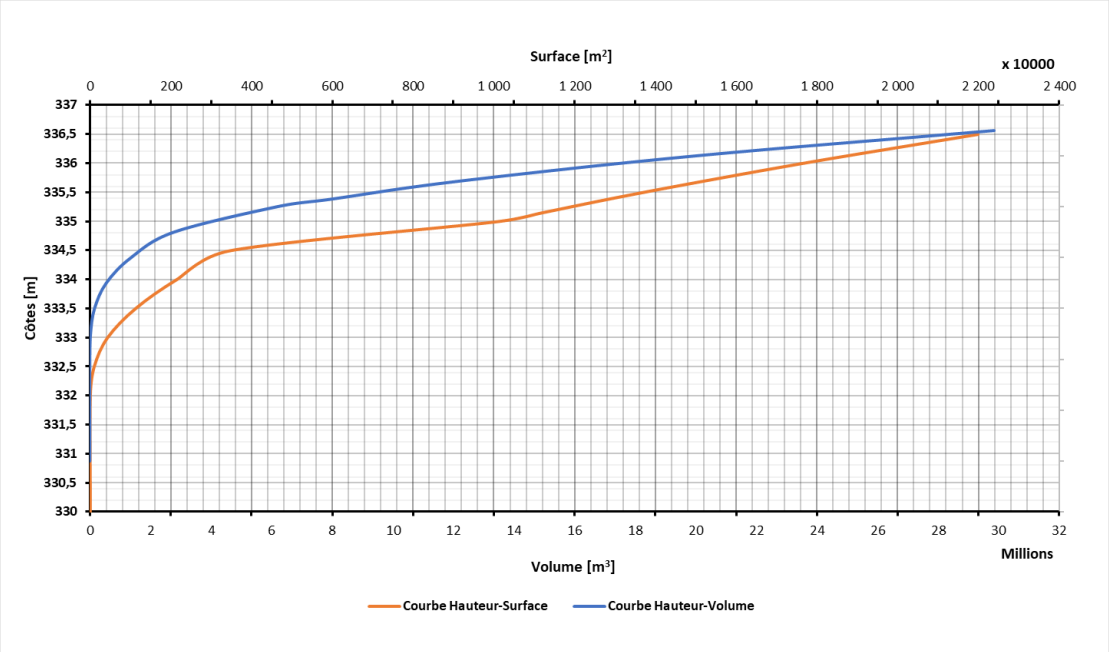


Figure 7 : Courbe hauteur volume et courbe hauteur surface de la retenue

IV.2.2 Evaluation des dépôts solides

Le **Tableau *7*** présente l'estimation des pertes par dépôts solides dans le bassin versant selon différentes méthodes empiriques *(cf. III.3.2.1)*. La formule de Gottschalk fournit le volume le plus élevé (≈ 121 000 m³/an) avec une érosion spécifique marquée (131,39 m³/km²/an), tandis que celles de Grésillon et Karambiri donnent des valeurs nettement plus faibles (≈ 62 000 m³/an et 56 000 m³/an). Cette dispersion illustre l'importance du choix méthodologique, mais confirme dans tous les cas une sédimentation significative.

Tableau 7 : Pertes par dépôts solides

Auteurs	Superficie du Bassin Versant S [km²]	Dégradation spécifique du bassin D [m³/km²/an]	Volume annuel des dépôts solides V [m³/an]
GOTTSCHALK	920,48	131,39	120 944,56
GRESILLON	920,48	67,37	62 011,13
KARAMBIRI	920,48	60,71	55 880,63

IV.2.3 Estimation des pertes et des besoins en eau

IV.2.3.1 Pertes par infiltration et par évaporation

Les pertes en eau de la retenue ont été estimées à partir de l'évaporation corrigée (Elac) et d'une infiltration moyenne généralisée de 2 mm/jour *(cf. III.3.2.2 et III.3.2.3)*. Le **Tableau *8*** présente la répartition mensuelle de ces pertes. L'analyse montre que les pertes sont maximales en fin de saison sèche (mars-avril), où l'évaporation atteint plus de 220 mm, tandis qu'elles sont minimales en pleine saison des pluies (août), avec environ 129 mm. L'infiltration reste constante tout au long de l'année (60 à 62 mm), représentant une composante secondaire par rapport à l'évaporation, et diminue à l'apport des premiers dépôts d'éléments solides au fond de la cuvette. Globalement, l'évaporation constitue le facteur dominant des pertes en eau de la retenue.

Tableau 8 : Pertes par évaporation et infiltration de la retenue

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Evap. Elac [mm]	206	202	223	199	186	157	141	130	132	155	172	195
Infiltration [mm]	62	56	62	60	62	60	62	62	60	62	60	62

IV.2.3.2 Besoins en eau pour différents usages

L'estimation des besoins en eau du projet repose sur des projections à l'horizon de 30 ans. Celles-ci prévoient une population cible de 116 217 habitants et un cheptel total estimé à 344 811 têtes. Ce cheptel englobe diverses catégories animales, notamment les bovins, les petits ruminants (ovins et caprins), les porcins, les camélidés, les équidés (asins et équins) ainsi que la volaille. Par ailleurs, la demande en eau agricole a été déterminée sur la base d'une superficie de 1 260 hectares *(cf. Annexe II.2)*. La synthèse mensuelle des besoins en eau en période sèche est présentée dans le **Tableau *9***.

Tableau 9 : Besoins en eau en période sèche pour différents usages

Mois	**Janvier**	**Février**	**Mars**	**Avril**	**Mai**
Besoin Humain [m^3]	39 514	65 082	72 055	69 730	32 541
Besoin Pastoral [m^3]	77 111	127 006	140 613	136 078	63 503
Besoin Agricole [m^3]	185 584	4 536 774	5 179 134	4 147 899	-

IV.2.3.3 Bilan et simulation de la retenue d'eau de Bama

La simulation du fonctionnement de la retenue de Bama a permis d'établir la courbe d'exploitation (**Figure *8***), intégrant à la fois les pertes (infiltration et évaporation), les besoins (humains, pastoraux et agricoles) et le volume utile mobilisable. Le calcul a également tenu compte du volume d'étiage de la rivière, afin d'assurer une estimation plus représentative des apports réels à la retenue.

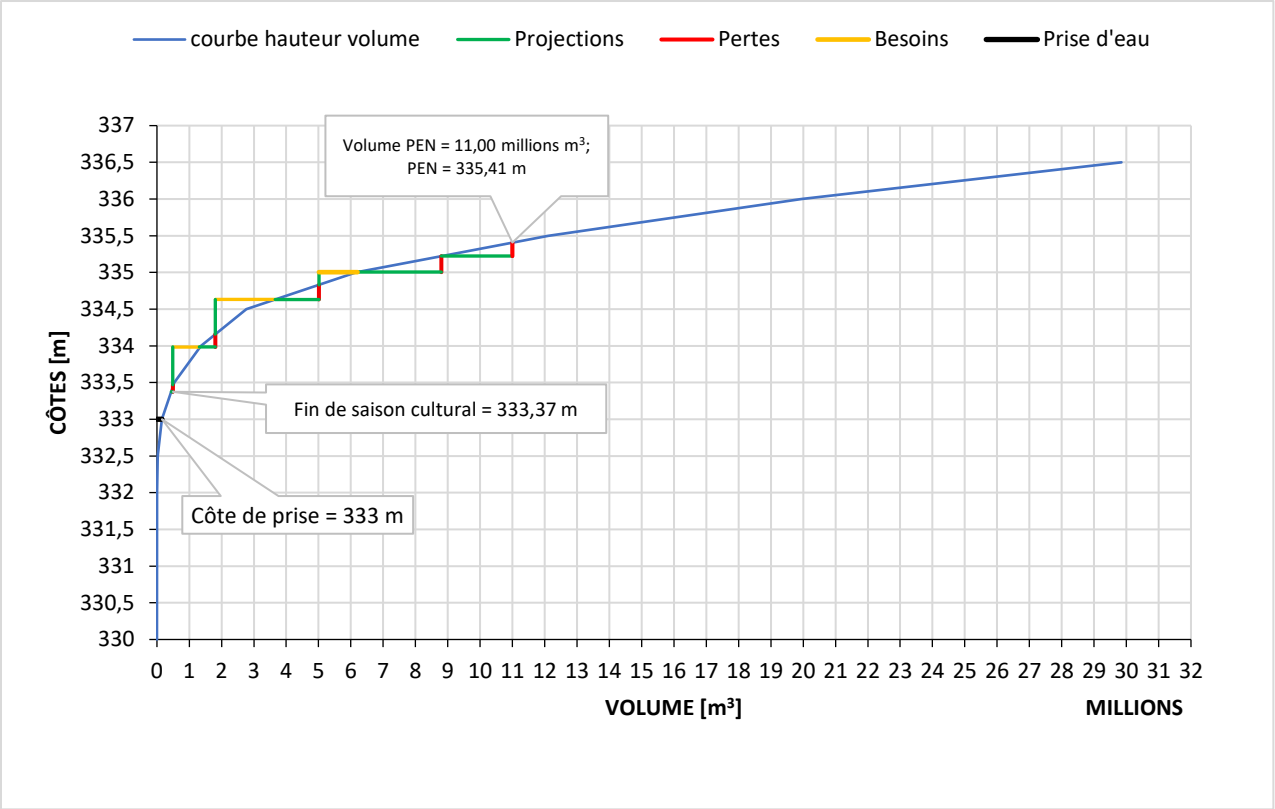


Figure 8 : Courbe d'utilisation de la retenue

La confrontation entre les projections, les pertes et les besoins, montre que la capacité de la retenue reste globalement suffisante pour couvrir les besoins identifiés en période sèche, tout en préservant un volume de sécurité. La cote du plan d'eau normal (PEN) a été calée à 335,41m, ce qui a permis en utilisant l'abaque de prédétermination de la période de retour proposé par Degoutte (1997) *(cf.III.2.4.1)* basé sur le paramètre $H^2\sqrt{V}$, de retenir la période de retour de 1000 ans pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue.

IV.3 Études hydrologiques

IV.3.1 Caractérisation du bassin versant du barrage de Bama

IV.3.1.1 Principales caractéristiques morphométriques et hydrographiques du bassin versant

Afin de pouvoir mettre en relation les précipitations et les débits, les surfaces qui par ruissellement superficiel, contribuent à l'écoulement au niveau de la section de la rivière Kou, sont regroupés et constituent le bassin versant (**Figure *9***).

Avec une superficie de 920,48 km², le bassin versant est classé comme un bassin de taille moyenne. La longueur du cours d'eau principal est de 54,94 km, un réseau hydrographique

dentritique, relativement développé, mais avec une densité de drainage faible (0,31 km/km²), caractéristique des bassins à infiltration relativement imperméable (RI). L'indice de compacité (1,75) suggère une forme allongée, impliquant un temps de concentration relativement élevé et donc une réponse plus étalée aux précipitations. La dénivelée globale de 233,1 m (Hmax – Hmin) et la pente moyenne longitudinale de 4,24 m/km indiquent un relief modéré, le classant dans la classe R2 selon la classification de l'ORSTOM, tandis que la moyenne des pentes transversales (17,2 m/km) traduit une dissymétrie locale des versants. L'indice global de pente corrigé (5,28 m/km) et le dénivelé spécifique corrigé (160,30 m) confirment que le bassin présente une dynamique d'écoulement moyenne, favorable à l'aménagement hydraulique.

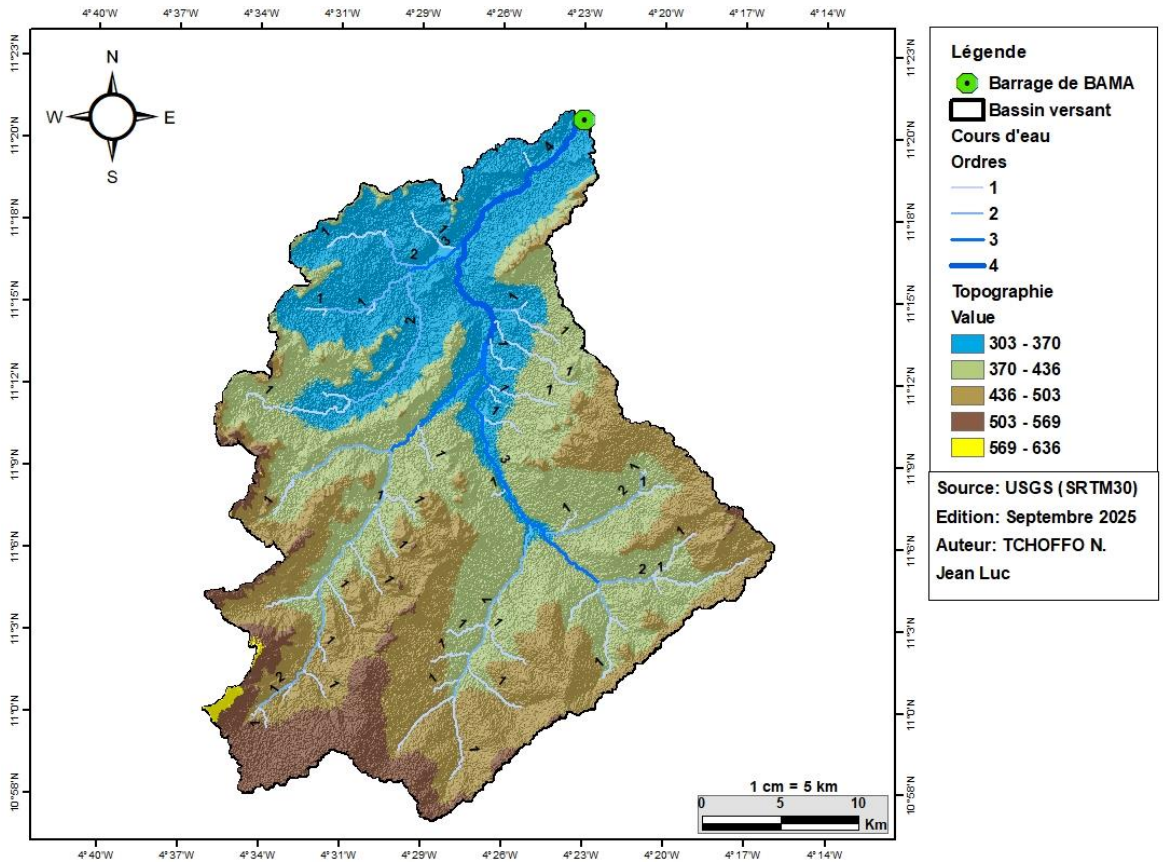


Figure 9 : Carte de délimitation du bassin versant du barrage de Bama

La **Figure *10*** représente la courbe hypsométrique du bassin versant du barrage de Bama *(cf. Annexe II.1).* La répartition de la surface sur les différentes tranches d'altitudes grâce à la courbe hypsométrique, montre un relief fort enregistré dans le bassin versant entre les altitudes 636 m et 303 m.

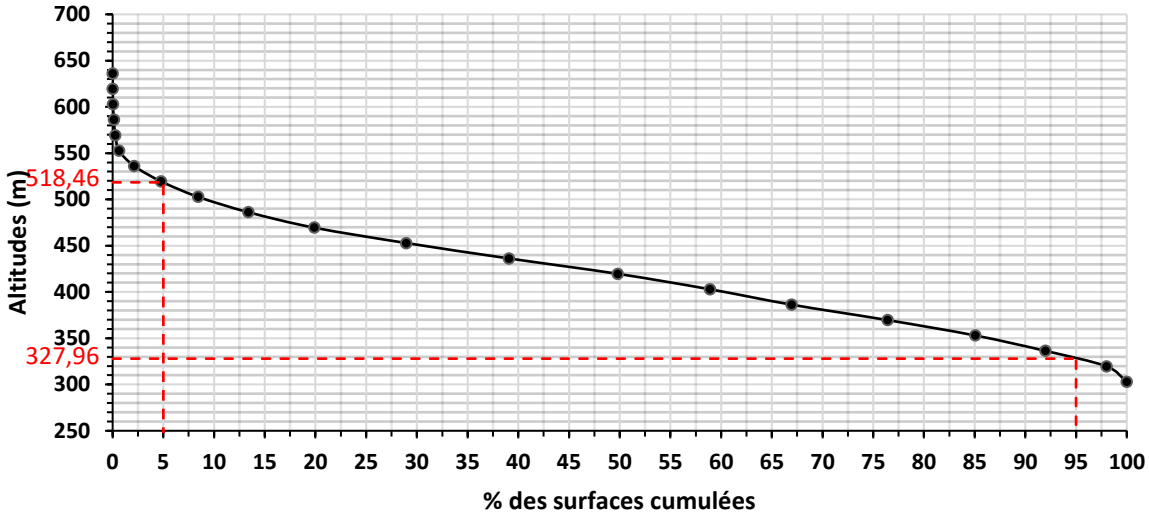


Figure 10 : Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage de Bama

La synthèse des caractéristiques morphométriques du bassin versant du barrage de Bama est présentée dans le **Tableau *10*** .

Tableau 10 : Récapitulatif des caractéristiques morphométriques du bassin versant du barrage de Bama

Désignation	**Notation**	**Valeurs**	**Unités**
Surface du bassin versant	S	920,48	km²
Périmètre du bassin versant	P	187,75	km
Longueur du plus long cours d'eau	L	54,94	km
Indice de compacité	K_G	1,75	-
Longueur du rectangle équivalent	L_{eq}	82,75	km
Densité de drainage	Dd	0,31	km/km²
Altitude maximum	Hmax	636,00	m
Altitude minimum	Hmin	303,00	m
Pente moyenne longitudinale	I	4,24	m/km
Moyenne des pentes transversales	I_T	17,21	m/km
Indice global de pente corrigé	Igcor	5,28	m/km
Dénivelée spécifique corrigée	Dscor	160,30	m

IV.3.1.2 Apports liquides du bassin versant

Pour calculer les différentes pluies annuelles, on se réfère à la fréquence *(cf. III.3.1)*. Selon l'ajustement de la loi Normale, on retrouve dans le **Tableau *11***. les données d'entrées pour la détermination des apports liquides en année sèches *(cf. IV.3.1.2)*.

Tableau 11 : Données d'entrées pour la détermination des apports liquides

Période de retour	**Fréquence F(x) [-]**	**Pluie annuelle [mm]**
Année moyenne	0,5	1062,6

Quinquennale sèche	0,2	913,2
Décennale sèche	0,1	835,0

Le **Tableau *12*** montre les valeurs estimées des apports liquides du bassin versant du barrage de Bama en années normale, quinquennale et décennale sèches, nécessaires pour le dimensionnement du barrage. Bien que les valeurs numériques diffèrent, elles confirment à travers les deux approches d'estimation que la dynamique d'écoulement du bassin versant a le potentiel hydrologique nécessaire pour remplir et maintenir le volume de la retenue au-dessus du seuil requis. Cela signifie qu'en une année normale, le barrage recevra un volume d'eau plus que suffisant pour atteindre et dépasser sa capacité de stockage minimale et de maintenir ses fonctions essentielles même lors de périodes de faibles précipitations.

Tableau 12 : Apports liquides du bassin versant du barrage de Bama

Période de retour	**Dubreuil-Vuillaume [m³]**	**Coutagne [m³]**
Décennale sèche	69 782 022	136 374 245
Quinquennale sèche	106 840 269	163 101 946
Année moyenne	177 599 239	220 834 781

IV.3.2 Analyse fréquentielle des données hydro-climatiques

L'ajustement statistique a montré que la loi Log-normale offre la meilleure représentation statistique des données hydrométriques et pluviométriques. Les graphiques d'ajustement sont présentés en annexe *(cf. Annexe II.3)* afin d'illustrer la qualité des ajustements retenus.

Le **Tableau *13*** présente les valeurs estimées , des débits de pointe et les hauteurs de pluie de projet pour différentes périodes de retour.

Tableau 13 : Débits de pointe et Hauteurs de pluies maximales journalières estimées

Période de retour (ans)	**Hauteur de pluies maximales journalières P (mm)**	**Débits de pointe Q (m³/s)**
10	93,6	92,66
100	123,4	108,37
1000	150,9	121,52

IV.3.3 Détermination des débits des crues à l'aide des formules empiriques

IV.3.3.1 Crue rare ou crue décennale

Le **Tableau *14*** présente la synthèse des paramètres hydrologiques et des débits de pointe obtenus pour la crue décennale selon différentes méthodes, du bassin versant.

Tableau 14 : Synthèse des résultats de calcul de la crue décennale

Désignation	Notation	Valeurs	Unités
Coefficient d'Abattement	A	0,66	-
Coefficient de ruissellement décennale	Kr10	19,47%	-
Temps de base	Tb10	3 222,11	min
Temps de montée	Tm10	1 074,04	min
Coefficient de pointe décennal	α	2,6	-
Crue décennale d'ORSTOM	Q10	153,77	m^3/s
Crue décennale du CIEH	Q10	103,31	m^3/s

La valeur du coefficient de ruissellement décennal (Kr10) de 19,47 % confirme que le bassin versant a une capacité de réponse modérée. La valeur du temps de base (Tb10) de 3222,11 minutes (environ 53 heures) indique que la crue se développe sur une période relativement longue, ce qui est cohérent avec la morphologie allongée et la pente moyenne du bassin. On calcule par la suite la crue de projet en retenant un débit décennal de 103,31 m^3/s

IV.3.3.2 Crue de projet ou crue millénale

La crue millénale retenue comme crue de projet (**Tableau *15***), est calculée en majorant la crue décennale (Q_{10}) par un coefficient majorateur du Gradex (C).

Tableau 15 : Estimation de la crue millénale, retenue comme crue de projet

Désignation	Notation	Valeurs	Unités
Crue décennale	Q10	103,31	m^3/s
Coefficient majorateur	C	4,46	-
Crue de projet	Q1000	460,80	m^3/s

IV.3.4 Conclusion sur l'analyse des méthodes de calcul des crues

L'analyse comparative entre les méthodes empiriques et l'analyse fréquentielle, met en évidence des écarts significatifs, qui s'accentuent avec l'augmentation de la période de retour. Les méthodes empiriques aboutissent à une surestimation marquée des débits, atteignant plus de +250 % pour la crue millénale (Q_{1000}). Ces résultats traduisent une inadéquation des formules empiriques au contexte hydrologique local, leur utilisation pouvant conduire à un surdimensionnement coûteux et techniquement injustifié de l'ouvrage.

À l'inverse, l'analyse fréquentielle, fondée sur l'exploitation des données hydrométriques locales, offre des résultats plus cohérents et représentatifs des conditions réelles, permettant ainsi une estimation plus réaliste des risques hydrologiques et une conception mieux adaptée. Ainsi, afin de disposer d'une représentation dynamique de l'événement de référence retenu, l'analyse fréquentielle est prolongée par l'établissement de l'hydrogramme de crue millénale.

IV.3.5 Hydrogramme de crue de projet

L'hydrogramme de crue associée à la crue de projet basée sur les données hydrométriques observées, représenté à la **Figure *11***, permet de visualiser la variation du débit en fonction du temps. Elle constitue une donnée essentielle pour le calcul du laminage dans la retenue et le dimensionnement de l'évacuateur de crue.

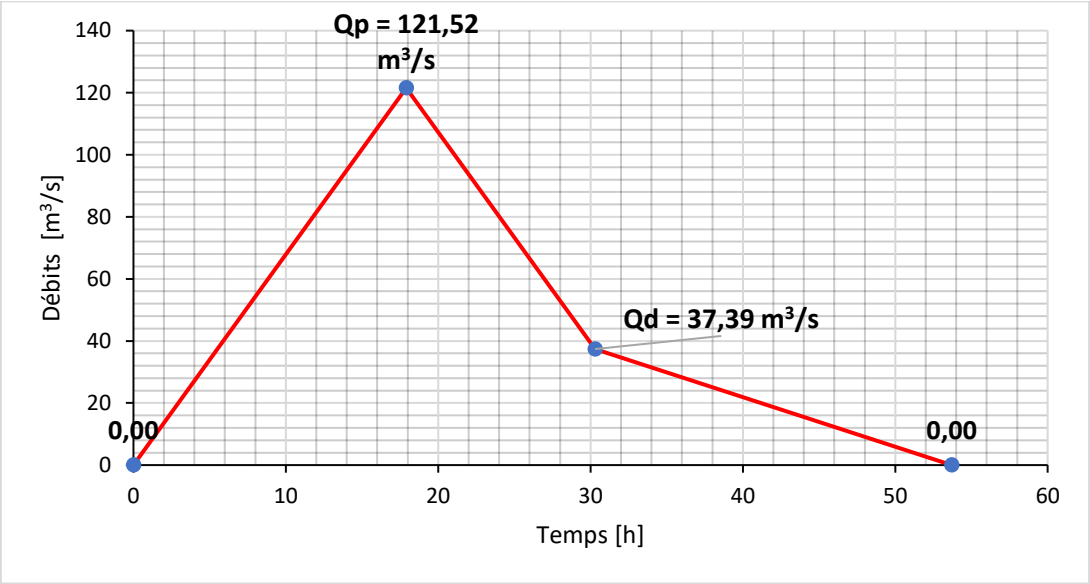


Figure 11 : Hydrogramme de crue de projet

IV.4 Conception et dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes

IV.4.1 Conception de la digue

IV.4.1.1 Caractéristiques de la digue

La digue du barrage de Bama sera en terre homogène compactée en argile, du fait de la disponibilité de matériaux argileux en quantité et qualité suffisante *(cf. IV.1.2.2)*. Elle dispose d'un drain horizontal à sable destiné à rabattre la ligne phréatique et évacuer l'eau d'infiltrée. Les principales dimensions de la digue sont regroupées dans le **Tableau *16***.

Tableau 16 : Récapitulatif des dimensions de la digue

Désignation	**Paramètre**	**Unité**	**Valeurs**
Revanche libre	R_L	m	1,60
Hauteur de la digue	E	m	8,0
Côte de la digue	Zdigue	m	338,0
Largeur en crête	lc	m	4,70
Largeur de base de la digue	lf	m	44,80

Longueur de la digue	L_D	m	978,333
Pentes des talus amont et aval	-	-	1V/2,5H
Perméabilité du remblai de la digue	kr	m/s	$4{,}30.10^{-9}$
Epaisseur de transition	e_t	cm	20
Epaisseur couche de protection du talus amont	e_{am}	cm	50
Epaisseur couche de protection du talus aval	e_{av}	cm	20
Epaisseur de la couche de couronnement	-	cm	20
Longueur du drain tapis	Ld	m	15,0
Epaisseur du drain tapis	e_d	m	0,140
Perméabilité du sable	kd	m/s	1.10^{-5}

IV.4.1.2 Spécificité sur la protection de la digue

❖ **Protection des talus**

Le talus amont est protégé avec un enrochement en vrac ou rip-rap et le talus aval en matériau latéritique légèrement tassé. La couche de transition entre l'enrochement et le remblai est constituée de tout-venant gravillonnaire. La pose se fait à la main tout en bouchant les vides entre les enrochements par des éclats de pierres latéritiques. L'enrochement amont se termine dans une butée de pied en enrochement. Le drain de pied aval est revêtu d'enrochement rangé à la main et il a pour but d'évacuer les eaux ruisselantes sur le talus aval et celles d'infiltration en provenance du corps de la digue à travers le drain tapis. La butée et drain aval de la digue, ont une profondeur de 0,50 m et une pente de 1/2.

❖ **Protection en crête**

La crête de la digue est protégée par un revêtement latéritique avec un dévers de 2% vers l'amont pour l'évacuation des eaux de ruissellement sur la crête. De même, cette dernière est protégée par des murets en maçonnerie de moellons latéritiques de section carrée (50 cm×50 cm), tout le long, en amont et en aval de la digue.

IV.4.1.3 Clé d'étanchéité

Au niveau du lit majeur et les rives, on aura une tranchée creusée au bulldozer, de forme trapézoïdale, en argile compactée, de profondeur théorique de 0,65 m, dont nous retiendrons une valeur de 1,5 m compte tenu de la nature argileuse du sol de fondation, avec une largeur de fond de 3,5 m et une pente de 1H/3V.

IV.4.1.4 Stabilité de la digue

En utilisant la méthode de Bishop implémentée dans le logiciel GeoStudio *(cf. Annexe III.1)*, les calculs de stabilité des talus ont donné des facteurs de sécurité **(Tableau *17*)** supérieurs à 1,5, aussi bien pour le cas de la retenue vide, que pour celui de la retenue pleine.

Tableau 17 : Facteurs de sécurité obtenus pour la stabilité des pentes

Cas	Amont	Aval
Après construction du barrage	3,267	3,266
Réservoir rempli d'eau	4,053	3,189

Ces résultats permettent de conclure à la stabilité des talus amont et aval, ce qui justifie le maintien des pentes retenues, soit 1V/2,5H de part et d'autre de l'ouvrage.

IV.4.2 Evacuateur de crue et ouvrages annexes

IV.4.2.1 Conception et stabilité du déversoir

L'évacuateur de crue retenu est un déversoir de type poids, trapézoïdal à parois verticale, implanté au centre de la digue et réalisé en béton cyclopéen dosé à 300 kg/m³ avec une résistance caractéristique à 28 jours de 25 Mpa, séparés par des joints munis de WATERSTOPS, afin de limiter les infiltrations et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. La crête est placée à la cote 335,41 m, pour une longueur développée de 25,20 m, et une largeur en crête de 0,76 m. Le dimensionnement géométrique (***Tableau 18***) a été établi de manière à assurer la capacité d'évacuation de la crue de projet en considérant l'effet de laminage tout en garantissant la stabilité structurelle de l'ouvrage.

Tableau 18 : Dimensions du déversoir

Désignation	Paramètre	Unité	Valeurs
Longueur du déversoir	L	m	25,20
Hauteur maximale	Hr	m	5,41
Côte de crête	PEN	m	335,41
Largeur en crête	b	m	0,76
Largeur de base	B	m	3,90
Lame d'eau au-dessus du seuil	h	m	1,0
Angle du talus	α	°	60

❖ **Vérification de la stabilité du déversoir**

La vérification de la stabilité (***Tableau 19***) a porté sur, la stabilité au glissement, au renversement, la répartition des contraintes en fondation (non-fissuration et absence de poinçonnement). Les résultats obtenus montrent que l'ensemble des conditions réglementaires sont satisfaites, avec des facteurs de sécurité supérieurs aux seuils requis. L'équilibre global du déversoir est ainsi assuré dans les conditions de fonctionnement prévues.

Tableau 19 : Vérification de la stabilité du déversoir

Vérifications	Conditions	Facteur	Observations
Stabilité au glissement	Fg>1,5	Fg = 2,37	Vérifiée

Stabilité au renversement	Fr>1,5	Fr = 1,63	Vérifiée
Stabilité au poinçonnement	$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$	$0{,}262 \leq 0{,}30$	Vérifiée
Non fissuration	$\lvert e \rvert < \frac{b}{6}$	$\lvert 0{,}36 \rvert < 0{,}65$	Vérifiée
Non rupture	$\sigma_{max} \leq 0{,}3 f_{c28}$	$0{,}262 \leq 7{,}5$	Vérifiée

IV.4.2.2 Bassin de dissipation et chenal d'évacuation

Le dispositif d'énergie en aval du déversoir est constitué d'un bassin de dissipation à ressaut hydraulique de type II, équipé de blocs de chute, de blocs chicanes et d'un seuil terminal, permettant une dissipation efficace de l'énergie cinétique. À la sortie du bassin, un chenal d'évacuation en maçonnerie ordinaire a été prévu, de section rectangulaire et de largeur 25,20 m, présente une pente de 2% et un coefficient de rugosité de Strickler de 70, ce qui permet de reprofiler le lit mineur et de limiter les phénomènes d'érosion localisés. Les principales caractéristiques de l'ensemble « bassin de dissipation – chenal d'évacuation » sont résumées dans le **Tableau *20***.

Tableau 20 : Dimensions constitutifs du bassin de dissipation

Bassin de dissipation				
Longueur	Vitesse à l'entrée V_1	Tirant d'eau y_1	Largeur	Enfoncement D
3,0 m	12,07 m	0,143 m	25,20 m	1,00 m
Blocs de chute				
Hauteur h_1		Largeur de base b_1	Espacement e_1	
0,15 m		0,15 m	0,15 m	
Blocs de chicanes				
Hauteur h_2	Pente	Epaisseur de crête	Largeur	Espacement e_2
0,35 m	1/1	0,07 m	0,26 m	0,26 m
Seuil terminal du bassin				
Pente		Hauteur h_4		
1V/2H		0,22 m		
Protection aval				
Epaisseur de la couche d'enrochement		Diamètre minimal d'enrochement	Longueur de protection aval	
0,3 m		0,1 m	6,0 m	

IV.4.2.3 Conception et stabilité des murs bajoyers

À chacune des extrémités, un bajoyer vertical en béton armé dosé à 350 kg/m³ sépare le déversoir du remblai. Ils sont fondés sur semelle filante en béton ordinaire reposant sur le sol compacté. Leur géométrie est optimisée (**Tableau *21***) à partir des critères de stabilité et de résistance issus de la norme BAEL 91 et du Guide SETRA des ouvrages de soutènement. Une modélisation sous CYPE 2017 a permis de s'assurer de leur adéquation avec les sollicitations attendues.

Tableau 21 : Dimensions caractéristiques retenues des murs bajoyers

Désignation	Paramètre	Valeur	Unité
Hauteur totale	H	8,01	m
Épaisseur à la crête du mur	e_0	0,35	m
Épaisseur à la base du voile	e_1	0,70	m
Épaisseur de la semelle	e_2	0,70	m
Largeur de la semelle	B	4,70	m
Fruit intérieur	-	2	%
Longueur du mur	L	10,00	m

❖ **Vérifications de la stabilité**

L'analyse de stabilité, réalisée avec le logiciel CYPE 2017, a permis de valider le dimensionnement des bajoyers vis-à-vis des sollicitations extrêmes. Le **Tableau *22*** présente les coefficients de sécurité obtenus pour l'ensemble des combinaisons critiques. Les résultats confirment une marge de sécurité très significative vis-à-vis du renversement et du glissement, démontrant l'adéquation de la géométrie retenue avec les exigences de sécurité structurelle les plus strictes. La contrainte maximale appliquée au sol reste largement inférieure à la capacité portante admissible.

Tableau 22 : Coefficients de sécurité et vérifications de la semelle

Vérifications	Conditions	Valeur	État
Stabilité au glissement	Fg > 1,5	11,92	Vérifiée
Stabilité au renversement	Fr > 1,8	40,59	Vérifiée
Contrainte maximale au sol	$\sigma max \leq \sigma adm$ (0,30 MPa)	0,181 MPa	Vérifiée

❖ **Vérifications du ferraillage**

Le ferraillage proposé, détaillé en annexe *(cf. Annexe IV.2)* a été vérifié vis-à-vis des sollicitations critiques. L'analyse confirme sa capacité à reprendre les efforts de flexion composée et de cisaillement, avec des contraintes dans l'acier et le béton restant très en deçà des limites réglementaires.

- Mur : Le ferraillage horizontal (HA12 tous les 25 cm) et vertical (HA12 face avant, HA10 face arrière, e=25 cm) est suffisant pour reprendre les moments et efforts tranchants calculés. La section d'acier maximale requise pour le mur est de 4,52 cm^2/ml, localisée à la base de la face avant.
- Semelle filante : Le ferraillage, constitué de treillis HA12 espacés de 25 cm dans les deux sens, tant en partie supérieure qu'inférieure, est validé par le calcul pour résister aux contraintes de traction.

Certaines vérifications géométriques mineures, principalement liées aux pourcentages minimaux d'armatures en partie basse du mur, ne sont pas formellement satisfaites. Ceci est une conséquence classique du choix d'une épaisseur de mur généreuse, qui conduit à de faibles ratios d'acier par rapport à la section de béton. Toutefois, les vérifications mécaniques essentielles qui garantissent la capacité portante réelle de la structure sont toutes acquises. La conception est donc jugée robuste et tout à fait satisfaisante pour l'usage prévu.

IV.4.2.4 Ouvrage de prise et de vidange

L'ouvrage combiné de prise et de vidange sera constitué d'une conduite principale en fonte ductile, respectivement de DN738/700 mm de diamètre et de DN945/900 mm, traversant le corps du barrage. Elle sera noyée dans une gaine de béton de 20 cm d'épaisseur et protégée par des écrans étanches anti-renard *(cf. IV.4.2.5)* en béton et disposé dans la partie amont du barrage jusqu'à la clé d'étanchéité. L'ensemble comprend :

- Un bac amont avec grille et crépine.
- Un bac aval de réception et de tranquillisation de type impact, avec pour largeur 3,0 m, longueur 4,0 m et une hauteur de 1,5 m et 2,3 m.
- Les vannes de commande (vanne papillon pour la vidange et vanne de réglage pour la prise).
- Débit de pointe à fournir : 1,45 m³/s (calculé sur la base d'une surface irriguée de 1260 ha et d'une dose brute de 57,44 mm).
- Côte de la prise : 333,00 m

Pour les notes de calcul détaillées, incluant les calculs hydrauliques et le dimensionnement des structures, se référer en annexe *(cf. Annexe III.3)*

IV.4.2.5 Dispositions contre les infiltrations et le renardement

Le calcul des parafouilles a été effectué en retenant un coefficient de Lane (C) de 3,0 (caractéristique d'un sol argileux), et en utilisant la charge hydraulique critique (H) correspondant à la hauteur d'eau maximale de 5,41 m. L'objectif étant de respecter la condition de non-renardement *(cf. III.4.1.7)*.

Tableau 23 : Synthèse des résultats pour l'allongement des lignes d'écoulement

Désignation	**Notation**	**Valeur Retenue**	**Unités**
Coefficient de Lane (Argile plastique)	C	3,00	-
Charge Hydraulique Critique	C·H	16,22	m

Longueur Totale des Cheminements Verticaux	Lv	11,07	m
Longueur Totale des Cheminements Horizontaux	Lh	15,43	m
Condition de Non-Renardement	$Lv + 1/3\ Lh$	16,22	m
Validation de la Condition	$Lv + 1/3\ Lh \geq C \cdot H$	**VRAI**	-

Les résultats obtenus (**Tableau *23***), montrent que la condition de non-renardement est rigoureusement satisfaite (16,22 m ≥ 16,22 m), assurant ainsi la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des risques d'infiltration. Pour atteindre cette condition, les écrans anti-renard (parafouilles), intégrés aux ouvrages rigides (vidange, prise), devront présenter :

- Une longueur totale de cheminements verticaux (Lv) de 11,07 m.
- Une longueur totale de cheminements horizontaux (Lh) de 15,43 m.

L'optimisation des calculs a conduit à l'implantation d'environ 5 parafouilles d'une profondeur moyenne de 2,36 m, chacun espacé de 3,93 m, placés notamment dans la partie amont et au niveau du thalweg. Ces dispositifs sont noyés dans l'enveloppe de béton des conduites pour assurer une étanchéité optimale. Les détails complets du dimensionnement des parafouilles sont consignés en annexe *(cf. Annexe III.2)*

V. IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

Dans le cadre de la composante 2 du PRSA-BF, il est prévu la réhabilitation du périmètre irrigué de Bama avec une maîtrise totale d'eau. La plaine rizicole de Bama d'une superficie de 1260 ha, est confrontée à une sous exploitation en saison sèche, le problème majeur empêchant la mise en valeur de l'intégralité de la plaine en campagne sèche étant le manque d'eau. Ainsi, la réalisation d'un barrage sur la rivière Kou est une option explorée dans le but de trouver une solution au déficit d'eau sur la plaine.

De façon spécifique, le projet va permettre de :

- Réaliser la digue de barrage de Bama ;
- Accroitre la production et la productivité agricole ;
- Améliorer la disponibilité de l'eau.

La construction du barrage constitue une activité de perturbation de l'environnement naturel de vie des êtres vivants.

V.1 Justification de la catégorie du projet et de la démarche environnementale

L'ampleur du projet, compte tenu de son impact potentiel sur la ressource en eau, le foncier (création d'une retenue) et le déplacement de populations, le place formellement dans la **Catégorie A** selon les critères du Décret N°2015-1187 du 22 octobre 2015, nécessitant la réalisation d'une **Étude d'Impact Environnemental et Social (EIES)**.

Pour le besoin de cette étude d'Avant-Projet Détaillé (APD) et dans le cadre contraint de ce mémoire, nous avons procédé à une Notice d'Impact Environnemental et Social (NIES), en nous concentrant sur les exigences clés de l'Article 8 du décret.

V.2 Impacts du projet sur les différents domaines de l'environnement

V.2.1 Identification des impacts significatifs

L'identification et l'analyse des impacts sur les milieux biophysiques et humains (**Tableau *24***), indiquent que les travaux de construction du barrage entraîneront, durant les phases préparatoires, de construction et d'exploitation, des impacts significatifs.

Tableau 24 : Sources d'impacts par phase du projet

Phase	Activités principales	Composantes affectées
Préparation	Acquisition terres, installation des bases, nettoyage de l'emprise, ouverture des emprunt/carrières, transport et circulation des engins, recrutement de la main-d'œuvre locale et externe	Air, sols, végétation, terres agricoles, emplois
Construction	Terrassement, construction digue/déversoir/ouvrages annexes, exploitation des emprunts/carrières, circulation des engins, gestion déchets	Air/son, eaux, faune, santé-sécurité, paysage
Exploitation	Remplissage du réservoir, prélèvements d'eau, intensification agricole/piscicole, entretien	Eaux, sols, santé, revenus, cohésion sociale
Fermeture	Remise en état des sites, réhabilitation des emprunts/ carrières, gestion finale des déchets, repli chantier	Sols, végétation, paysage

V.2.2 Evaluation des impacts

La matrice d'interrelation *(cf. Annexe V.1)* montre des interactions fortes entre les activités de construction et les récepteurs, avec des impacts **négatifs** dominants sur les **sols et les eaux**, mais des **positifs** sur **l'économie locale** (irrigation, emplois, sécurité alimentaire). Le **Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES)**, garanti un équilibre environnemental et social, tout en renforçant la résilience climatique de Bama.

V.3 Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES)

Le PGES met l'accent sur la réduction des risques d'envasement du réservoir, la protection des écosystèmes fluviaux de la rivière Kou (habitats pour poissons), la minimisation des déplacements de populations, et la promotion d'emplois locaux inclusifs (priorité aux femmes et jeunes), la transparence (mécanisme de gestion des plaintes) et la responsabilisation de l'entrepreneur dans l'exécution des mesures *(cf. Annexe V.1)*.

V.3.1 Surveillance et Suivi Environnemental

Le suivi sera assuré par des inspections hebdomadaires du Bureau de Contrôle (MC) et des audits semestriels par l'ANEVE/DRE, avec une tolérance de non-conformité de 5% avant l'application de sanctions contractuelles. Des indicateurs de performance : qualité de l'eau surveillée ; taux de reboisement ; taux de résolution des plaintes. Des rapports annuels par l'UGP est mis en place pour assurer la conformité et l'efficacité des mesures, et un système de collecte de données géospatiales (GIS), avec un programme de formation annuelle qui complètent le suivi.

V.3.2 Coût estimatif du PGES

Le budget estimatif (**Tableau *25***), incluant les mesures de bonification, d'atténuation et de compensation, pour la mise en œuvre de ce PGES, est de **261 000 000 FCFA**.

Tableau 25 : Budget global du PGES

Composante	Coût (FCFA)	Description Principale
Atténuation/Compensation	150 000 000	Coût du PAR (Indemnisation) et des mesures environnementales (PGPP, reboisement).
Bonification Positifs	61 000 000	Formation, emploi local, appui au CUE.
Suivi/Surveillance	30 000 000	Audits externes, analyses de laboratoire (eau/sol).
Renforcement Capacités	20 000 000	Sensibilisation des communautés et formation des acteurs.
TOTAL PGES	**261 000 000**	

VI. SYNTHESE DES RESULTATS FINANCIERS

VI.1 Avant-métré

Le métré des ouvrages (ou devis quantitatif) est structuré par catégorie d'ouvrages, avec une description détaillée, l'unité de mesure, la quantité estimée et des notes pour contextualiser *(cf. Annexe VI.1)*. Le **Tableau *26*** synthétise les quantités d'ouvrages et/ou d'éléments d'ouvrages pour la mise en place du devis estimatif.

Tableau 26 : Synthèse quantitative globale

Catégorie	Unité	Quantité Totale
Installations Chantier	ff/u	255
Terrassements/Déblais	m³	67 643
Digue (terre compactée)	m³	94 305
Protections/Enrochements	m³	16 852
Béton cyclopéen	m³	448
Béton armé (bajoyers + autres)	m³	1 344
Béton propreté/ordinaire	m³	456
Acier Fe E500 (bajoyers)	kg	2 099
Conduites (fonte + PVC)	ml	3 805
Joints (waterstop + bitumineux)	ml	358
Parafouilles/Anti-renard	m³	129
Équipements Divers	u/m	93

VI.2 Devis quantitatif et estimatif

Le **Tableau *27*** synthétise le coût du projet, estimé à 1,85 milliards FCFA HT, avec une TVA de 18 %, le coût s'élève à **2 177 387 035 FCFA TTC** *(cf. Annexe VI.2)*. La digue en terre représente 50,16 % et le PGES 14,14% du budget HT.

Tableau 27 : Synthèse financière globale du projet

N°	Poste	Montant HT (FCFA)	% du Coût Total HT
I.	Installations de Chantier & Préparatoires	47 000 000	2,55 %
II.	Digue en Terre (Terrassements + Corps + Clé)	925 430 400	50,16 %
III.	Protections de Talus & Crête	402 006 250	21,79 %
IV.	Évacuateur de Crue & Bassin de Dissipation	108 564 200	5,88 %
V.	Murs Bajoyers + Prise/Vidange	62 542 400	3,39 %
VI.	Équipements Divers & Signalisation	15 100 000	0,82 %
VII.	Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES)	261 000 000	14,14 %
VIII.	Mesures Anti-Infiltrations (Parafouilles)	23 600 000	0,86 %
Total HT (Hors Taxes)		1 845 243 250	100 %

VI.3 Analyse de rentabilité économique

L'objectif de cette analyse est d'évaluer la viabilité économique et financière du projet de barrage sur la rivière Kou en comparant les coûts d'investissement et d'exploitation aux bénéfices attendus sur l'horizon de 30 ans retenu pour la durée de vie économique de l'ouvrage. L'analyse s'appuie sur une approche coût-bénéfice conforme aux recommandations de la FAO (1996) et de la Banque Mondiale pour les projets d'aménagement hydro-agricole en milieu sahélien et soudanien.

VI.3.1 Hypothèses de base

- Horizon d'analyse : 30 ans (2026-2055) ;
- Taux d'actualisation : 10 % recommandé pour les projets publics au Burkina Faso selon la BCEAO
- Coût d'investissement initial : 1 845 243 250 FCFA HT (valeur du devis estimatif global dans le Tableau 27)
- Coûts d'exploitation et de maintenance (O&M) annuels : 2 % du coût d'investissement soit 37 000 000 FCFA/an (moyenne recommandée par la FAO pour les barrages en terre en Afrique subsaharienne)
- Coûts du PGES : 261 000 000 FCFA répartis sur les 5 premières années (52 200 000 FCFA/an)
- Surface irriguée effective : 1 260 ha en double campagne rizicole
- Rendement rizicole moyen : 4,5 t/ha/campagne (Ouoba et al. 2023; Wellens et Nitcheu 2008)
- Prix moyen du paddy (riz non décortiqué) : 200 FCFA/kg (prix plancher moyen entre 2023 et 2025 pour la région du Guiriko, source : Ministère de l'Agriculture, des Ressources Animales et Halieutiques – MAERAH, Burkina Faso, 2023)
- Taux de croissance de la valeur de la production : 2 %/an (croissance démographique et demande alimentaire)
- Bénéfices additionnels (eau pastorale, domestique) : estimés à 120 000 000 FCFA/an constants
- Valeur des emplois créés et externalités positives non monétisées : non incluses dans le calcul de base (sensibilité possible)

VI.3.2 Flux de trésorerie et indicateurs de rentabilité

Le **Tableau 28** suivant présente les flux de trésorerie nets actualisés sur 30 ans.

Tableau 28 : Flux de trésorerie simplifiés et indicateurs de rentabilité (en millions FCFA)

Année	Investissement	Coûts O&M + PGES	Bénéfices agricoles	Bénéfices additionnels	Flux net	Flux net actualisé (10 %)
0	-1 850	0	0	0	-1 850	-1 850
1–5	0	-89,2	1 134	120	1 164,8	3 000 (cumulé)
6–30	0	-37	1 134 → 1 536*	120	1217→ 1 619*	5 770 (cumulé)
Total actualisé						**6 920**

*Croissance progressive des bénéfices agricoles à 2 %/an à partir de l'année 6.

VI.3.3 Analyse de sensibilité

Afin de tester la robustesse des résultats, trois scénarios ont été simulés dans le **Tableau 29**.

Tableau 29 : Analyse de sensibilité

Scénario	Variation appliquée	VAN (millions FCFA)	TRI (%)	RBC	Conclusion
Scénario de référence	-	+6 920	15,2	1,85	Très rentable
Hausse des coûts (+20 %)	Coût initial +20 %, O&M +20 %	+5 100	12,8	1,55	Toujours rentable
Baisse des rendements (-30 %)	Rendement rizicole 3,15 t/ha au lieu de 4,5	+3 410	10,9	1,22	Rentable mais marge réduite
Scénario pessimiste (coûts +20 %, rendements -30 %)	Combinaison des deux précédents	+1 580	9,4	1,08	Rentable mais fragile
Scénario climatique extrême (sécheresse)	Bénéfices agricoles -40 % sur 5 ans	+4 640	11,7	1,40	Résilient

VI.3.4 Discussion de l'analyse

L'analyse coût-bénéfice montre que le projet de barrage sur la rivière Kou présente une rentabilité économique et financière très satisfaisante, avec une VAN fortement positive, un TRI largement supérieur au taux d'actualisation et un ratio bénéfice-coût supérieur à 1,8. Même dans les scénarios les plus pessimistes (hausse des coûts et baisse des rendements), le projet

reste rentable, démontrant ainsi une bonne résilience face aux incertitudes climatiques et économiques.

Les principaux moteurs de rentabilité sont :

- L'intensification de la riziculture en double campagne sur 1 260 ha,
- La sécurisation hydrique en saison sèche,
- Les bénéfices annexes (pastoral, domestique, pêche).

Ces résultats confirment la pertinence stratégique du projet au regard des objectifs du PRSA et de la Politique Nationale de l'Eau. Ils justifient pleinement la mobilisation des financements publics et/ou des bailleurs de fonds pour sa réalisation.

Il est toutefois recommandé de réaliser une analyse économique plus fine lors de l'Avant-Projet Détaillé (APD), intégrant :

- Une valorisation monétaire précise des externalités positives (réduction de la vulnérabilité climatique, création d'emplois, valeur carbone du reboisement) ;
- Une modélisation des scénarios climatiques futurs (modèle SWAT) ;
- Une analyse de répartition des bénéfices (impact sur les femmes, jeunes et PDI).

CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Cette étude technique pour la construction d'un barrage sur la rivière Kou dans la commune de Bama au Burkina Faso a permis d'adresser les défis hydriques posés par la variabilité climatique et la sous-exploitation des ressources en eau dans une zone semi-aride. Les objectifs principaux – évaluer le potentiel hydrologique, dimensionner les ouvrages, analyser les impacts environnementaux et sociaux, et estimer les coûts – ont été atteints à travers une méthodologie intégrant des données topographiques, géotechniques, hydrologiques et socio-économiques.

Les résultats soulignent la viabilité du projet : le bassin versant de 920 km² génère des apports liquides annuels moyens de 178 à 221 millions m³, avec une crue de projet millénale fixée à 122 m³/s via l'analyse fréquentielle. Le barrage en terre homogène compactée, d'une hauteur de 8 m et d'une longueur de 978 m, offre une capacité de retenue de 11 millions m³ au PEN de 335,41 m, couvrant les pertes (environ 2 Mm³/an) et les besoins en eau (jusqu'à 5 Mm³/mois en saison sèche). Les ouvrages annexes, dont l'évacuateur de crue de 25 m et les prises/vidanges, assurent un laminage efficace et une gestion sécurisée. L'analyse environnementale identifie des impacts positifs sur la production agricole (1260 ha irrigués), l'emploi et la sécurité alimentaire, contrebalancés par des risques d'érosion, d'envasement et de conflits fonciers, atténués par un PGES robuste. Le coût global, estimé à 1,85 milliards FCFA HT (2,18 milliards TTC).

Ce projet contribue au PNDS en renforçant la résilience des communautés locales face au changement climatique, tout en promouvant un développement durable. Cependant, des limitations persistent, telles que la dépendance aux données hydro-climatiques historiques et l'absence de modélisations avancées pour les scénarios climatiques futurs, potentiellement sous-estimant les risques d'extrême sécheresse.

Recommandations :

Les recommandations suivantes sont principalement adressées au maître d'ouvrage (Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques – DGIH, ou Office National des Barrages et Aménagements Hydrauliques – ONBAH), ainsi qu'à la commune de Bama et aux services techniques déconcentrés pour la phase d'exploitation :

- Il est recommandé au maître d'ouvrage de réaliser une Étude d'Impact Environnemental et Social (EIES) complète avant le lancement des travaux, afin de raffiner le PGES,

renforcer le suivi hydro-sédimentaire et intégrer un Plan d'Action de Réinstallation (PAR) pour les populations affectées.

- Le maître d'ouvrage et l'exploitant futur devraient intégrer des systèmes gestion en temps réel (SIG, capteurs de niveau et de qualité d'eau) et lancer des campagnes de reboisement en amont pour optimiser la gestion et limiter l'envasement.
- La DGIH et les partenaires techniques sont invités à promouvoir des partenariats public-privé pour le financement et à prioriser la formation des acteurs locaux (notamment femmes et jeunes) afin d'assurer une exploitation inclusive et durable.
- Des études complémentaires sur les impacts à long terme du changement climatique, utilisant des modèles tels que SWAT, devraient être commanditées par le maître d'ouvrage pour simuler des scénarios extrêmes.
- L'exploitant du barrage devra mettre en place un programme rigoureux d'auscultation dès la mise en eau (installation de piézomètres, suivi des lignes de saturation dans la digue) et assurer l'entretien périodique des ouvrages annexes (bassin de dissipation, canal de vidange).
- La commune de Bama et les services agricoles déconcentrés sont appelés à interdire les cultures de rente intensives utilisant des pesticides à proximité immédiate de la retenue et à soutenir des actions de protection des berges et de reboisement amont afin de préserver la qualité de l'eau et de réduire le transport solide.

En somme, ce barrage constitue une opportunité transformative pour la commune de Bama, alliant ingénierie hydraulique, développement socio-économique et durabilité environnementale. Sa mise en œuvre rapide, accompagnée des mesures ci-dessus, permettra de maximiser ses bénéfices pour les générations actuelles et futures.

BIBLIOGRAPHIE

Benjoudi, H., et P. Hubert. 2005. « À propos de la distribution statistique des cumuls pluviométriques annuels. Faut-il en finir avec la normalité? » Revue des sciences de l'eau 11 (4): 617-30. https://doi.org/10.7202/705324ar.

BERA. 2025a. Rapport agro-socio-économique APS du barrage de Bama version définitive. Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquées.

BERA. 2025b. Rapport géologique/géophysique APS du barrage de Bama version finale. Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquées.

BERA. 2025c. Rapport géotechnique APS du barrage de Bama version finale. Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquées.

Compaoré, M L. 1996. « Cours de barrages ». EIER.

Degoutte, G, et J J Fry. 1997. Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi = Small dams: guidelines for design, construction and monitoring.

Dembele, Y. 1995. Modélisation de la gestion hydraulique d'une retenue d'irrigation : application au périmètre rizicole de mogtégo (Burkina Faso).

Dembelé, Youssouf, Zacharie Zida, Jean Duchesne, et Sibiri Ouattara. 1999. « Evaluation des besoins en eau du riz irrigué en fonction des dates de repiquage (Burkina Faso, région centre) ». Cahiers Agricultures, nº 8: 93-99.

DGESS/MRAH. 2025. « Evolution Des Effectifs Du Cheptel Par Espèce et Par Région - Burkina Faso Open Data ». Knoema, août 4. https://burkinafaso.opendataforafrica.org//bnzfikb/evolution-des-effectifs-du-cheptel-par-espèce-et-par-région.

Diom, Omar. 1992. Modelisation du fonctionnement d'un petit reservoir de barrage a buts multiples en milieu rural. Mémoire de fin d'études. EIER. Bibliothèque CDI-Ouaga.

Durand, Jean-Maurice, Paul Royet, et Patrice Mériaux. 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. EIER ; Cemagref.

FAO. 1996. Crues et apports: manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche. Food and Agriculture Organization of the United Nations.

Gresillon, Jean Michel, Patrick Herter, et Jean Pierre Lahaye. 1977. Note sur le dimensionnement des ouvrages evacuateurs de crues en afrique de l'ouest sahelienne ou tropicale. 33 vols. EIER ; CIEH.

INSD. 2022. « Monographie de la region des hauts bassins ». Institut national de la statistique et de la démographie (INSD).

Karambiri, Harouna. 1998. Etude de l'envasement des barrages au Burkina Faso : Etude de cas. Mémoire de fin d'études No. 346/98. EIER.

Kerspern, Y., B. Ouédraogo, et Kerspern, Y. 1999. Techniques alternatives pour la collecte des eaux pluviales .Les tranchées d'infiltration.1999- 2ème année de suivi Annexe n° 8 : Relevés des niveaux d'eau dans les tranchées. ETSHER. ETSHER.

Le Delliou, Patrick, Stéphan Aigouy, Claude Albert, et Gérard Degoutte. 2014. « Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages ». La Houille Blanche 100 (5): 54-58. https://doi.org/10.1051/lhb/2014050.

Nebie, Ousmane. 1996. « Le périmètre irrigué de la vallée du Kou (Burkina Faso). Limites d'une opération « Terres Neuves » ». Cahiers d'outre-mer 49 (195): 273-96. https://doi.org/10.3406/caoum.1996.3612.

Ouoba, Justine, Awa Ymba, et Honoré Kam. 2023. Introduction des variétés améliorées de riz a la vallée du Kou (Burkina Faso) : quels enjeux ? 42.

PAGIRE. 2003. « Plan d'Action pour la Gestion Intégrée des Ressources en Eau du Burkina Faso (PAGIRE) ». Ministère de l'Agriculture, de l'Hydraulique et des Ressources Halieutiques.

Pallier, Ginette. 1977. « La riziculture moderne en Haute-Volta : l'exemple du périmètre irrigué de la vallée du Kou ». Norois 95 (3): 311-26. https://doi.org/10.3406/noroi.1977.3658.

Pouyaud, B. 1985. Contribution à l'évaluation de l'évaporation de nappes d'eau libre en climat tropical sec. Exemples du lac de Bam et de la mare d'Oursi (Burkina Faso) du lac Tchad et d'açudes du Nord-Est brésilien. Université de Paris-Sud. Université de Paris-Sud.

PRSA. 2023. Programme de résilience du système alimentaire en Afrique de l'Ouest (PRSA/FSRP). https://www.araa.org/fr/le-rapport-annuel-2023-du-fsrp-est-disponible.

Rolley, René, Henri Kreitmann, et Jean Dunglas. 1977. Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'Agriculture. Ministère de l'agriculture. Bibliothèque CDI-Ouaga.

Wellens, J, et M N Nitcheu. 2008. Le périmètre irrigué de la Vallée du Kou : Diagnostic des efficiences hydro-agricole & élaboration des calendriers d'irrigation à l'aide de SIMIS (étude de cas).

Wellens, J, F Traoré, N F Compaoré, D Dakouré, J Derouane, et B Tychon. 2008. Elaboration du bilan d'eau du bassin versant du Kou et analyse critique des principaux composants.

WWAP. 2020. Rapport mondial des Nations Unies sur la mise en valeur des ressources en eau 2020: l'eau et les changements climatiques. Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture.

ANNEXES

Annexe I :Topographie, Géotechnique et Matériaux 76
Annexe I.1 : Etude topographique 76
Annexe I.2 : Données Géotechniques de l'Axe de la Digue 76
Annexe I.3 : Caractérisation des sites d'emprunt 77
Annexe II : Hydrologie et Ressources 78
Annexe II.1 : Analyse Morphométrique du bassin versant 78
Annexe II.2 : Etude de la retenue 81
Annexe II.3 : Modélisation des crues 84
Annexe III : Dimensionnement des Ouvrages 91
Annexe III.1 : Notice de calcul de la digue 91
Annexe III.2 : Calcul des dispositifs anti-renard (Règle de Lane) 95
Annexe III.3 : Justification du dimensionnement de l'évacuateur de crue et de ouvrages annexes 96
Annexe IV : Stabilité des Structures 106
Annexe IV.1 : Stabilité du déversoir poids en béton 106
Annexe IV.2 : Rapport de Modélisation des Bajoyers 107
Annexe IV.3 : Stabilité des talus de la digue 110
Annexe V : Impacts Environnementaux et Sociaux 111
Annexe V.1 : Identification et évaluation des impacts 111
Annexe V.2 : Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) 115
Annexe V.3 : Mesures Spécifiques de Gestion des Impacts et des Risques 119
Annexe VI : Estimation du coût du projet 122
Annexe VI.1 : Avant métré des ouvrages 122
Annexe VI.2 : Devis estimatif 128
Annexe VII : Plans et coupes du projet 134

Annexe I : Topographie, Géotechnique et Matériaux

Annexe I.1 : Etude topographique

Les levés topographiques réalisés sur l'emprise du barrage ont été traités dans le logiciel **Covadis**, ce qui a permis de générer les courbes de niveau et de reconstituer la configuration du site. À partir de ces données, l'implantation de l'axe de la digue a rendu possible le calcul des surfaces moyennes entre les différents plans de courbes. Ces surfaces ont ensuite servi au **calcul du volume cumulée**, présenté dans le Tableau I.1.

Tableau I.1 : Calcul du volume cumulé

Côtes [m]	**Superficie (S_i) [m²]**		**Hauteur [m]**	**Δh [m]**	**Surf. moy [m²]**	**Volume élémentaire [m³]**	**Volume cumulé [m³]**
330	S0	0	0	0	0	0	0
332	S1	251,32	2,0	2,0	125,66	251,32	251
332,5	S2	96 460,23	2,5	0,5	48 355,78	24 177,89	24 429
333	S3	427 510,92	3,0	0,5	261 985,57	130 992,79	155 422
333,5	S4	1 120 577,03	3,5	0,5	774 043,97	387 021,99	542 444
334	S5	2 141 877,31	4,0	0,5	1 631 227,17	815 613,59	1 358 058
334,5	S6	3 480 613,02	4,5	0,5	2 811 245,17	1 405 622,58	2 763 680
335	S7	10 114 386,75	5,0	0,5	6 797 499,88	3 398 749,94	6 162 430
335,15	Sth	11 218 260,23	5,2	0,15	10 666 323,49	1 646 817,31	8 000 000
335,41	**SR**	**13 020 434,08**	**5,41**	**0,09**	**13 354 838,74**	**1 249 258,58**	**11 000 000**
335,5	S8	13 689 243,41	5,5	0,5	11 901 815,08	5 950 907,54	12 113 338
336	S9	17 634 844,41	6,0	0,5	15 662 043,91	7 831 021,95	19 944 360
336,5	S10	21 983 402,27	6,5	0,5	19 809 123,34	9 904 561,67	29 848 921

Annexe I.2 : Données Géotechniques de l'Axe de la Digue

Les résultats des essais en laboratoire sur les puits manuels de S1-S10, sont regroupé dans le Tableau I.2. Ce dernier justifie l'aptitude des sols de fondation à la construction du barrage, par rapport à la classification AASTHO.

Tableau I.2 : Résultats des essais en laboratoire sur les puits manuels

Sondage	% passant 0,08 mm	% passant 5 mm	Limite de liquidité (W_L)	Indice de plasticité (IP)	Proctor Normal γ_{dmax} (t/m³)	C (kpa)	ϕ (°)	Classification AASTHO
S1	80,3	30	25,9	13	-	-	-	A-2-6
S2	97,3	51,7	32,4	16,3	-	-	-	A-6
S3	48,2	92,5	41,2	19,7	1,82	41	19	A-7-6

S4	84,9	41,6	30,1	15	-	-	-	A-6
S5	5,8	28,4	29,5	15	-	-	-	A-2-6
S6	83,0	97,7	45,7	23,4	-	-	-	A-7-6
S7	82,5	99,8	44,6	22,5	-	32,7	13	A-7-6
S8	95,0	100	46	22,8	-			A-7-6
S9	99,9	82,6	44,5	22,1	-	32,2	22	A-7-6
S10	99,6	78,5	46,7	23,3	-	36,6	21	A-7-6
S11	51,4	81	45,4	23	-	-	-	A-7-6

Annexe I.3 : Caractérisation des sites d'emprunt

Ces tableaux justifient le choix des matériaux pour la construction du corps du barrage.

- **Emprunts Argileux**

Trois sites d'emprunts argileux sont identifiés et analysés en laboratoire pour vérifier leur caractéristiques (perméabilité et dispersivité) et les quantités exploitables pour servir de remblai de la digue du barrage. Leurs données de cette analyse sont récapitulées dans le Tableau I.3.

Tableau I.3 : Données sur l'emprunt argileux

Emprunt	Localisation	Distance de la digue	Superficie (m^2)	Volume exploitable (m^3)	Perméabilité K (m/s)	Dispersivité (%)
EA1	X : 30P 0345444 Y : 1250574	700 m	50 000	82 915	$7{,}44\times10^{-7}$	44,1
EA2	X : 30P 0347013 Y : 1251435	1700 m	30 000	51 999	$4{,}30\times10^{-7}$	
EA3	-	1500 m		90 562		32,2

- **Emprunts de graveleux latéritiques**

Par ailleurs, dans le même ordre de d'idée, on identifie les sites de graveleux latéritiques susceptibles de servir de couches de protection à la digue, sur la base de la classification AASTHO, et la quantité exploitable. C'est ce que l'on peut voir dans le Tableau I.4.

Tableau I.4 : Données sur les emprunts de graveleux latéritiques

Emprunt	**Localisation**	**Distance de la digue**	**Superficie (m^2)**	**Volume exploitable (m^3)**	**Classification AASTHO**
EL1	X : 30P 0374492 Y : 1252418	2500 m	30 000	12 123	A-2-6
EL2	X : 30P 0347751 Y : 1252714	4500 m	30 000	13 500	A-2-6

Annexe II : Hydrologie et Ressources

Annexe II.1 : Analyse Morphométrique du bassin versant

La délimitation du BV réalisée via ArcGIS à partir du MNT (SRTM30), donne une superficie (S) de 920,48km^2 et un périmètre (P) de 187,75 km. Il fait partie de la classe 40 ≤ S ≤ 1000 km², un bassin versant moyen selon la classification de l'ORSTOM (FAO 1996).

❖ Courbe hypsométrique

Afin de définir la répartition de la surface sur les différentes tranches d'altitudes, il demeure nécessaire d'établir une courbe hypsométrique (**Figure *10***) de notre bassin représentée par les valeurs groupées dans le Tableau II.1.

Tableau II.1 : Description statistique des tranches d'altitudes

gridcode	Surface partielle [km²]	Pourcentage partielle (%)	FROM [m]	TO [m]	Surface cumulée [km²]	Pourcentage cumulé (%)
1	18,40	2,00	303,00	319,65	920,44	100,00
2	55,30	6,01	319,65	336,30	902,04	98,00
3	63,66	6,92	336,30	352,95	846,75	91,99
4	79,76	8,67	352,95	369,60	783,08	85,07
5	86,96	9,45	369,60	386,25	703,32	76,41
6	74,20	8,06	386,25	402,90	616,35	66,96
7	83,52	9,07	402,90	419,55	542,15	58,90
8	98,80	10,73	419,55	436,20	458,63	49,83
9	93,28	10,13	436,20	452,85	359,83	39,09
10	83,59	9,08	452,85	469,50	266,56	28,96
11	59,65	6,48	469,50	486,15	182,96	19,88
12	45,80	4,98	486,15	502,80	123,32	13,40
13	33,47	3,64	502,80	519,45	77,52	8,42
14	24,39	2,65	519,45	536,10	44,04	4,78
15	13,80	1,50	536,10	552,75	19,65	2,13
16	3,37	0,37	552,75	569,40	5,85	0,64
17	1,42	0,15	569,40	586,05	2,48	0,27
18	0,72	0,08	586,05	602,70	1,06	0,12
19	0,26	0,03	602,70	619,35	0,34	0,04
20	0,08	0,01	619,35	636,00	0,08	0,01

On obtient les altitudes caractéristiques du relief :

- L'altitude maximale Hmax c'est le pont culminant du bassin pour une valeur de 636,0m
- L'altitude minimale Hmin se situe à l'exutoire de bassin versant égal à 303,0 m

❖ Paramètre Morphométrique du Bassin versant

Le Tableau II.2 reprend l'ensemble des paramètres de base du bassin versant du barrage de Bama.

Tableau II.2 : Récapitulatif de l'analyse morphométrique du bassin versant

Désignation	Notation	Formule	Valeurs	Observations
Longueur totale du réseau hydrographique	L_{tot}	-	284,49 km	Somme des lignes hydrographiques de tous ordres (Classification de Strahler)
Longueur du plus long cours d'eau	L	-	54,94 km	Lecture automatique sur ArcGis
Indice de compacité	K_G	$0{,}28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$	1,75	> 1,3 ; bassin allongé
Longueur du rectangle équivalent	L_{eq}	$\frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	82,75 km	$\frac{187{,}75 + \sqrt{187{,}75^2 - 16 * 920{,}48}}{4}$
Densité de drainage	Dd	$\frac{L_{tot}}{S}$	0,31 km/km²	$\frac{284{,}49}{920{,}48}$
Pente longitudinale	I	$\frac{26}{\sqrt{S}}$	4,24 m/km	$\frac{26}{\sqrt{920{,}48}}$
Altitude à 5%	$H_{5\%}$	-	518,46 m	Lecture sur la courbe hypsométrique
Altitude à 95%	$H_{95\%}$	-	327,96 m	
Indice global de pente	Ig	$\frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_{eq}}$	2,30 m/km	$\frac{518{,}46 - 327{,}96}{82{,}75}$
Densité spécifique	Ds	$Ig \times \sqrt{S}$	69,85 m	$2{,}30 \times \sqrt{920{,}48}$
Moyenne des pentes transversales	I_T	-	17,21 m/km	moyenne sur 6 lignes de plus grande pente sur les versants : IT > 20%Ig (corrigé Ig)
Indice global de pente corrigé	Igcor	$\frac{(n-1) \times Ig + I_T}{n}$	5,28 m/km	$\frac{(5-1) \times 2{,}30 + 17{,}21}{5}$ n=5 car Leq>50km
Dénivelé spécifique corrigé	Dscor	$Ig \times \sqrt{S}$	160,30 m	$5{,}28 \times \sqrt{920{,}48}$ relief fort, Ds > 100m

Les expériences de l'ORSTOM reprises par RODIER en 1996 ont permis de définir les indices de pentes des bassins-versants et déterminé leur classification, en fonction des pentes (classes de relief) et de la perméabilité (géologie et nature du Sol). Le bassin-versant du barrage de BAMA est donc du type **R2, et P3 ou RI** (relativement imperméable), selon la classification de l'ORSTOM (FAO 1996).

- **Calcul des apports liquides du bassin versant**

Selon l'ajustement de la loi Normale sur les données de pluie annuelle de la station de Bobo-Dioulasso de 1990-2022 (figure II.1) à partir de HyfranPlus, la pluie humide correspond à q=F(x) et la pluie sèche à p=1-F(x).

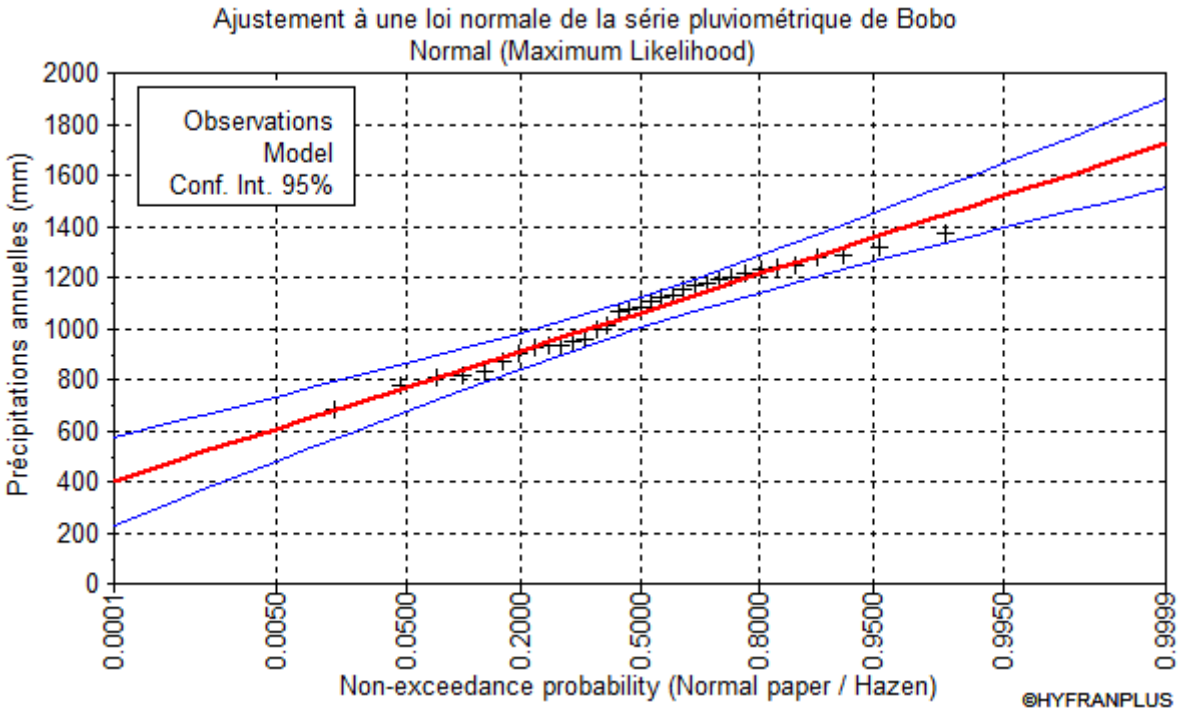


figure II.1 : Courbe d'ajustement statistique des pluies annuelles

On en déduit donc les pluies annuelles selon différentes périodes de retour *(cf. IV.3.2)*, pour la détermination des apports liquides par la méthode de Coutagne et de Dubreuil-Vuillaume, dans le Tableau II.3.

Tableau II.3 : Calcul des apports liquides

Méthode de Coutagne								
Période de retour	Pluie annuelle Pan [m]	Température moyenne [°C]	Coefficient de Coutagne (λ)	Déficit hydrique D [m]	Lame écoulée Le [m]	Coefficient d'écoulement Ke	Superficie S [km²]	Apports liquides [m³]
10ans sèche	0,83	27,9	0,21	0,69	0,15	17,74%	920,48	136374245
5ans sèche	0,91	27,9	0,21	0,74	0,18	19,40%	920,48	163101946
année moyenne	1,06	27,90	0,21	0,82	0,24	22,58%	920,48	220834781
Méthode Dubreuil-Vuillaume (Savane Arbustive-650 à 1150 mm)								

Période de retour	Superficie S [km²]	Pluie annuelle Pan [m]	Dénivelée spécifique Ds [m]	Terme d'aptitude A [-]	Pluie réduite Pr [mm]	Ecoulement annuel moyen Ec [mm]	Coefficient d'écoulement Ke [%]	Apports liquides [m³]
10ans sèche	920,48	0,83	160,30	-35	508,92	192,94	9,08%	69782022
5ans sèche	920,48	0,91	160,30	-35	508,92	192,94	12,71%	106840269
année moyenne	920,48	1,06	160,30	-35	508,92	192,94	18,16%	177599239

Annexe II.2 : Etude de la retenue

La retenue sera utilisée principalement en saison sèche, de mi-janvier à mi-mai, en adéquation avec le calendrier cultural du cultivateur sur le périmètre (Nebie 1996), avec une irrigation d'appoint en saison de pluie. On considère l'hypothèse d'une retenue pleine en début de campagne. Les calculs prennent en compte un horizon de projet de 30 ans et s'appuient sur des hypothèses documentées relatives à la croissance démographique (INSD 2022), aux taux d'accroissement du cheptel (DGESS/MRAH 2025), et aux paramètres agronomiques de la culture du riz (Dembelé et al. 1999; Wellens et Nitcheu 2008)

❖ Pertes par Evaporation et Infiltration

On se concentre sur les pertes en eau de la retenue, en distinguant l'évaporation et l'infiltration. Le Tableau II.4 présente un récapitulatif des pertes mensuelles totales.

Tableau II.4 : Pertes en eau mensuelles totales

Mois	**Janvier**	**Février**	**Mars**	**Avril**	**Mai**
Nombre de jours	17	28	31	30	14
Evap. E_{bacA} [mm/mois]	310,3	320,6	352,9	298,8	260,3
Evap. E_{bacA} [mm/j]	18,3	11,5	11,4	10,0	18,6
Evap. Elac [mm/j]	9,6	7,2	7,2	6,6	9,7
Evap. Elac [mm/mois]	162,5	202,2	223,0	199,2	135,3
Infiltration [mm/j]	2	2	2	2	2
Infiltration [mm/mois]	34,0	56,0	62,0	60,0	28,0
Pertes [mm/mois]	196,5	258,2	285,0	259,2	163,3

❖ Envasement du barrage

Les formules de ElER - CIEH (GRESILLON) et de GOTTSCHALK sont les plus utilisées au Burkina Faso pour l'estimation de l'envasement dans les barrages. II reste toutefois

que les meilleures estimations des apports solides sont fournies en tenant compte de l'influence des activités humaines et celle du relief (Karambiri 1998). On déduit donc dans le cas du bassin versant du barrage de BAMA :

- Bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situés à proximité de ceux-ci. Probabilité d'extension moyenne de villes ou villages sur le bassin.
- Relief moyennement accidenté, accusé.

Il en découle les paramètres, anthropique **h = 0,60** et morphologique **r = 0,40.** Le Tableau II.5 met en évidence le volume de dépôts solides par an, en fonction de la dégradation spécifique et de la superficie du bassin versant.

Tableau II.5 : Pertes par dépôt solide

Auteurs	**Superficie du Bassin Versant S [km²]**	**Pluie annuelle moyenne P [mm]**	**Dégradation spécifique du bassin D [m³/km²/an]**	**Volume annuel des dépôts solides V [m³/an]**	**Volume des dépôts solides V [m³] sur 30 ans de vie du barrage**
GOTTSCHALK	920,48	1 062,6	131,39	120 944,56	3 628 337
GRESILLON	920,48	1 062,6	67,37	62 011,13	1 860 334
KARAMBIRI	920,48	1 062,6	60,71	55 880,63	1 676 419

❖ **Besoin Domestique**

Le Tableau II.6 met en évidence les données de base, et détaille les paramètres démographiques et les calculs du besoin en eau pour la consommation humaine.

Tableau II.6 : Données démographiques et besoins domestiques

Désignation	**Notation**	**Unités**	**Villages impactés à Bama**	**Villages impactés à Bobo-Dioulasso**	
Population 2019	Po	hab	47 025	4 027	
Taux d'accroissement	α	%	2,78%	2,78%	
Horizon du projet	n	ans	30	30	
Population à l'horizon 2048	Pn	hab	107 050,13	9 167,27	
Consommation spécifique	Cps	l/jour/hab	20	20	
Besoin brut	Bb	m³/jour	2 141,00	183,35	
Besoin brut total	Bt	m³/jour	2 324,35		
Mois	**Janvier**	**Février**	**Mars**	**Avril**	**Mai**
Nombre de jours	17	28	31	30	14
Besoin final (m³/mois)	**39513,9**	**65 081,7**	**72 054,8**	**69 730,4**	**32540,9**

❖ **Besoin Pastoral**

Le Tableau II.7 présente les effectifs et les calculs pour l'abreuvement mensuel du bétail.

Tableau II.7 : Effectifs et besoins pastoraux mensuels

Espèces	**Bovins**	**Ovins**	**Caprins**	**Porcins**	**Camelins**	**Equins**	**Asins**	**Volailles**
Effectif 2019	33290	20489	15104	2925	2	2495	2269	76358
Taux d'accroissement	2%	3%	3%	2%	2%	1%	2%	3%
Consommation spécifique (l/j/tête)	40	15	15	15	40	40	40	0,2
Durée du projet (années)	30	30	30	30	30	30	30	30
Population à l'horizon 2048	60 301	49 733	36 662	5 297	4	3363	4110	185341
Besoin journalier (m^3/j)	2412	746	550	80	0,15	135	164	37
Besoin total journalier (m^3/j)				**4123**				
Mois	**Jan.**	**Février**	**Mars**	**Avril**	**Mai**	**Juin**	**Juil.**	**Août**
Nombre de jours	17	28	31	30	14	30	17	31
Majoration pour la transhumance	10%	10%	10%	10%	10%	10%	10%	10%
Besoin mensuel (m^3/mois)	77111	127006	140613	136078	63503	136078	77111	140613

❖ **Besoin Agricole**

Le Tableau II.8 présente les valeurs clés utilisées pour déterminer l'irrigation en se concentrant sur les résultats finaux du besoin en eau brute.

Tableau II.8 : Besoins agricoles mensuels

Mois	**Janvier**	**Février**	**Mars**	**Avril**	**Mai**
Nombre de jours	17	28	31	30	14
Pluie efficace (mm)	3,75	0,00	7,17	33,77	46,00
ETP mensuelle (mm)	12,10	196,56	211,81	196,58	9,60
Type de spéculation : Culture de Riz					
Coefficient cultural Kc	1,04	1,10	1,20	1,18	1,07
ETM (mm)	12,58	216,04	253,80	231,29	10,25
Besoin net Bn (mm)	8,84	216,04	246,63	197,52	0,00
Efficience du réseau (Ea)	60%	60%	60%	60%	60%
Besoin brut Bb (mm)	14,73	360,06	411,04	329,20	0,00
Superficie totale à irriguer S (ha)	1 260	1 260	1 260	1 260	1 260
Besoin total Bt (m^3/mois)	185584,00	4536774,25	5179134,46	4147898,58	-

❖ **Simulation de l'utilisation de la retenue**

Le Tableau II.9 met en évidence la variation de la retenue d'eau du barrage en fonction des besoins en eau réelle de la zone et des pertes (infiltration + évaporation) sur la retenue.

Tableau II.9 : Simulation de l'exploitation de la retenue

Mois	Volume début du mois [m³]	Besoin total du mois [m³]	Volume d'étiage [m³]	Besoin réel du mois [m³]	Pertes [m]	Côte finale du mois [m]	Volume final du mois [m³]
Jan.	11 000 000,0	302208,51	2 003 443,20	0,00	0,20	335,20	8 594 965,26
Fév.	8 594 965,26	4728861,69	3 535 488,00	1 193 373,69	0,26	334,89	4 877 136,01
Mars	4 877 136,01	5391802,69	3 535 488,00	1 856 314,69	0,29	334,05	1 510 823,29
Avril	1 510 823,29	4353706,55	3 535 488,00	818 218,55	0,26	333,35	289 665,81
Mai	289 665,81	96043,72	1 649 894,40	0,00	0,16	333,09	225 662,11

L'on retient que la retenue à un volume de **11 millions** de m³ avec une hauteur de **5,41** m, permet de satisfaire les besoins en eau et les pertes en campagne sèche. La formule intrinsèque $\mathbf{H^2\sqrt{V} = 96,94}$ permet de prédéterminer une période de retour égale à **1000 ans** dans le Tableau II.10.

Tableau II.10 : Prédétermination de la période de retour (Degoutte et Fry 1997)

$\mathbf{H^2\sqrt{V}}$ **([m] & [hm³])**	< 5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	> 700
Période retour [Ans]	100	500	1000	5000	10000

Annexe II.3 : Modélisation des crues

Il s'agit de déterminer la crue de projet pour laquelle on doit protéger les ouvrages du barrage, par l'analyse fréquentielle et les méthodes empiriques.

❖ **Analyse fréquentielles des débits instantanés maximums annuels**

Les ajustements sont effectués pour chacune de ces lois proposées. Les paramètres sont estimés par la méthode du maximum de vraisemblance, après classement des lois testées sur la base de la probabilité à posteriori, qu'on retrouve dans le figure II.2.

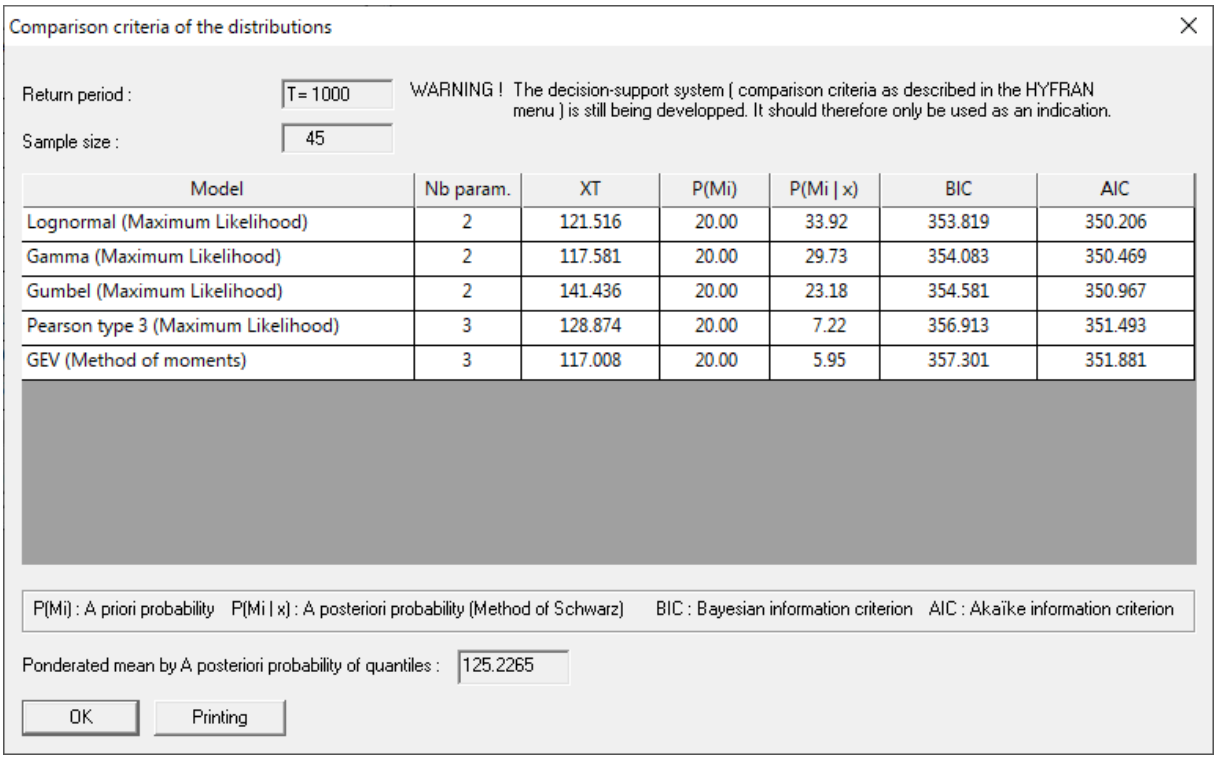


figure II.2 : Comparaison des différentes lois d'ajustement

Puisque la **loi Lognormal** est la loi qui présente les coefficients BIC et AIC les plus faibles et une grande valeur de la probabilité à postériori P (Mi /x) par rapport aux autres lois, alors c'est elle qui s'adapte le mieux avec l'échantillon, d'où on peut observer les débits de pointe des différentes périodes de retour sur la figure II.3.

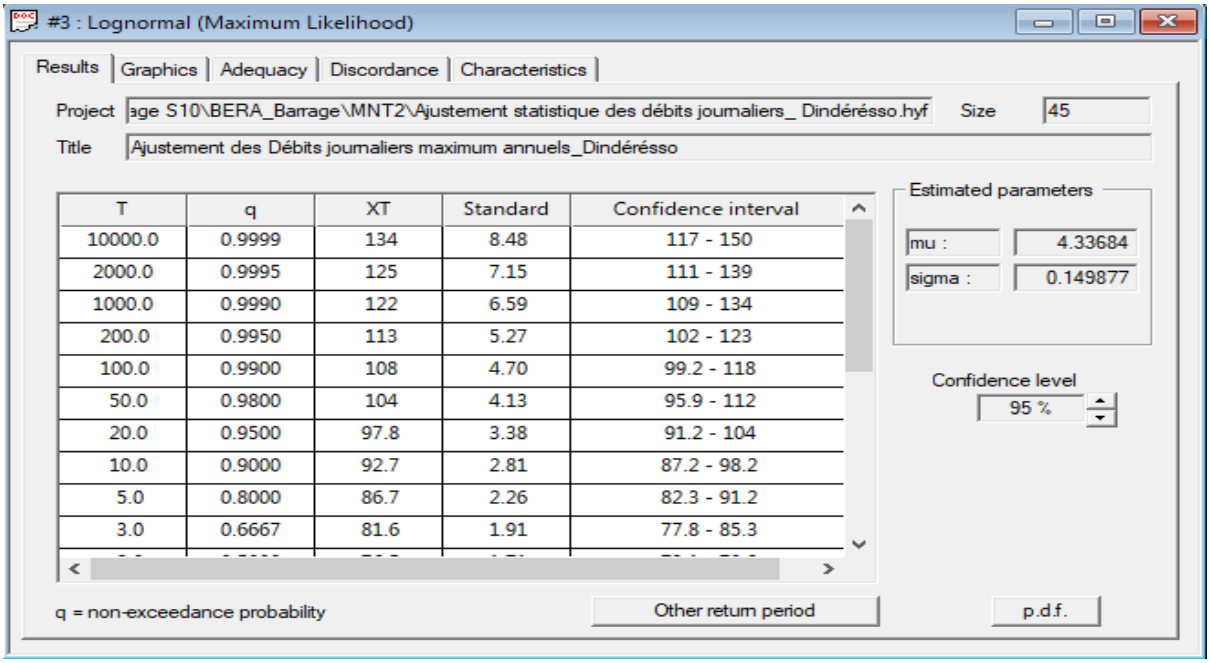


figure II.3 : Les résultats des débits retenus (XT est le débit de pointe)

L'intervalle de confiance (Confidence Level) à 95% choisi, est un intervalle de valeurs qui a 95% de chance de contenir la vraie valeur de XT (débit de pointe). L'intervalle de confiance est constitué des valeurs qui ne sont pas au plan statistique significativement différentes du résultat observé. La figure II.4, montre les données observées (points) et la courbe de la loi Lognormal.

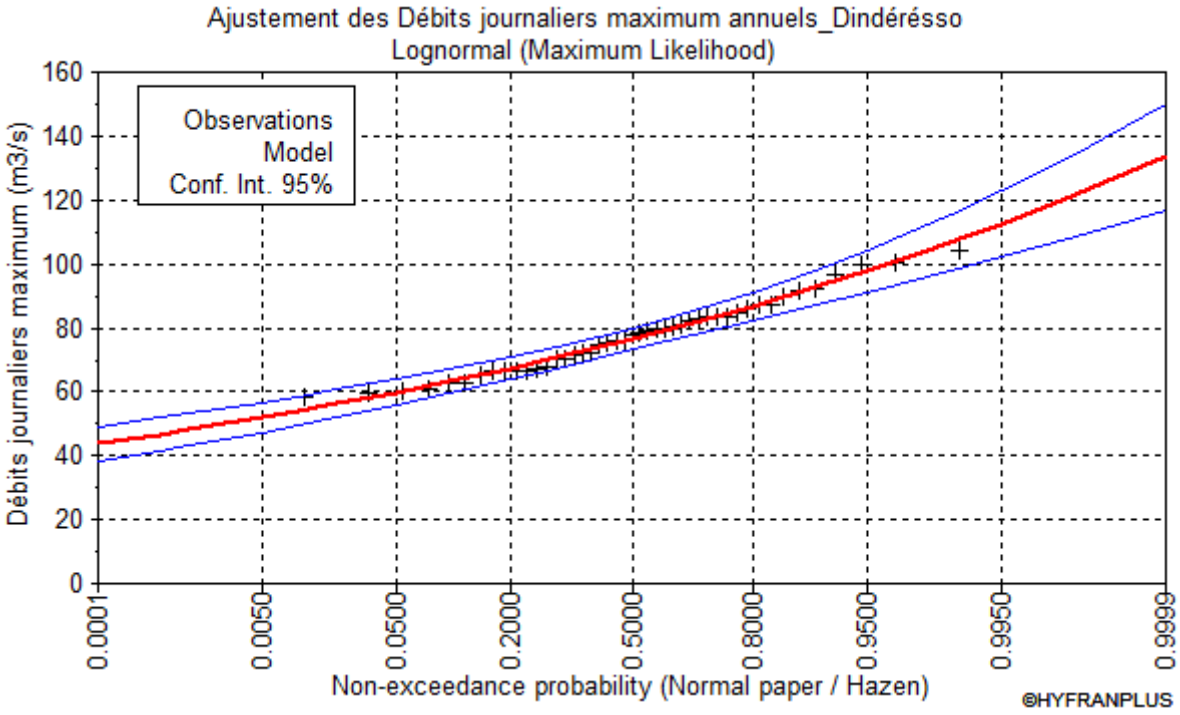


figure II.4 : Courbe d'ajustement statistique des débits de pointe

❖ Ajustement statistique des pluies journalières maximales annuelles

De manière similaire, le choix de la loi convenable pour ajuster l'échantillon de pluie s'est fait, par une comparaison avec les résultats des autres lois d'ajustement, avec les mêmes critères qu'on retrouve dans le Tableau II.11.

Tableau II.11 : Comparaison des différentes lois d'ajustement

Model	**Nb param.**	**XT**	**P(Mi)**	**P(Mi | x)**	**BIC**	**AIC**
Lognormal (Maximum Likelihood)	2	150.911	20.00	32.56	288.991	285.998
Gumbel (Maximum Likelihood)	2	166.360	20.00	30.80	289.102	286.109
Gamma (Maximum Likelihood)	2	137.748	20.00	24.99	289.521	286.528
Pearson type 3(Method of moments)	3	147.646	20.00	5.93	292.398	287.909
GEV (Method of moments)	3	147.810	20.00	5.72	292.470	287.981

Pour les mêmes critères la **loi Lognormal** est une fois de plus celle qui s'ajuste le mieux à notre échantillon. On peut donc déduire la hauteur de pluie journalières en fonction de la période de retour dans le Tableau II.12

Tableau II.12 : Hauteur de pluie journalière en fonction de la période de retour

Période de retour T (année)	**Probabilité au non dépassement F(x)**	**Quantiles des pluies journalières (XT)**	**Standard**	**Intervalle de confiance**
10000	0,9999	178	23,3	132 - 224
2000	0,9995	159	18,8	122 - 196
1000	0,999	151	16,9	118 - 184
200	0,995	132	12,7	107 - 157
100	0,99	123	11	102 - 145
50	0,98	115	9,4	96.4 - 133
20	0,95	103	7,33	88.7 - 117
10	0,9	93,6	5,85	82.2 - 105
5	0,8	83,4	4,47	74.6 - 92.1
3	0,6667	74,8	3,6	67.7 - 81.8
2	0,5	66,8	3,07	60.7 - 72.8

La figure II.5, montre les données de pluies observées (points) et la courbe de la loi Lognormal.

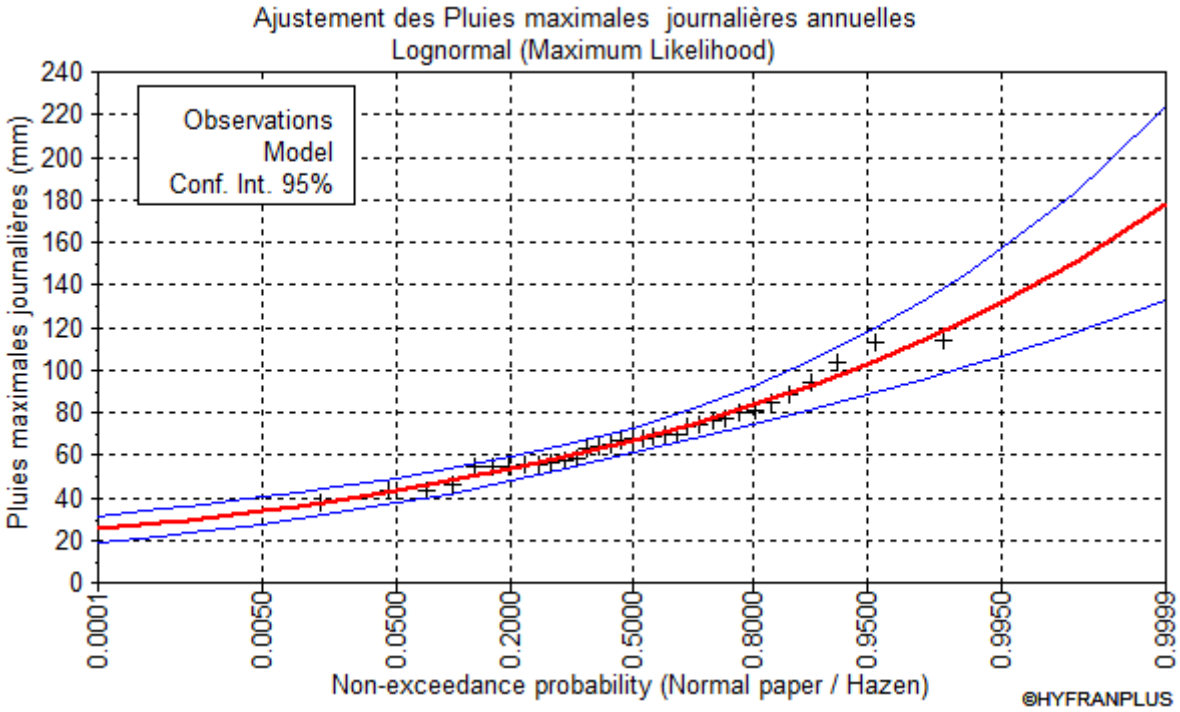


figure II.5 : Courbe d'ajustement statistique des pluies journalières maximales annuelles

❖ **Calcul des débits des crues à l'aide des formules empiriques**

Méthode ORSTOM

- Coefficient de ruissellement Kr10

L'estimation du coefficient de ruissellement Kr10 est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de Kr70 et Kr100. Ces valeurs sont déterminées à partir des formules analytiques de forme générale :

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

Kr70 et Kr100 sont déterminés pour Igcor = 5,28 par interpolation entre Ig=3 et Ig=7 dont les paramètres sont connus. Ces paramètres, a, b et c sont fonction de la superficie du bassin, la classes d'infiltrabilité (RI) et pour différentes valeurs de l'indice global de pente, présent dans le Tableau II.13.

Tableau II.13 : Coefficient de ruissellement Kr10

Infiltrabilité **RI**	Méthode **analytique**				Kr10 par **Interpolation**			
	Coefficient en zone tropicale sèche				Coefficient Kr10 en fonction de Kr70 et Kr100			
Ig	Kr	a'	b'	c'		**Ig**	**Kr70**	**Kr100**
3	Kr70	150	20	15		3	15,16	17,2
	Kr100	200	30	17		7	18,71	22,3
7	Kr70	200	20	18,5	**Igcor**	**5,28**	**17,19**	**20,09**
	Kr100	240	30	22		**Kr10**	**19,47%**	

- Temps de base décennale Tb10

Le temps de base Tb10 est obtenu après interpolation entre les valeurs de Ig encadrant l'indice de pente du bassin versant. Tb10 pour un bassin versant situé en zone tropicale sèche est donné par la formule suivante :

$$Tb_{10} = a \times S^{0,36} + b$$

Pour Igcor = 5,28 m/km, un bassin versant de 920,48 km², le Tableau II.14 présente l'interpolation du temps de base en fonction des coefficients en zone tropicale.

Tableau II.14 : Temps de base décennal Tb10

Coefficient en zone tropicale sèche					Tb10 **par Interpolation**		
Ig	S (km²)	a	b	Tb10 (min)	**Ig**	**X(Ig)**	**Tb_{10}(X) (min)**
3	920,48	325	315	4107,53	k-1	3	4107,53
7	920,48	163	142	2044,10	k	7	2044,10

5,28	-	-	-	-	*	**5,28**	**3222,11**

- Crue décennale d'ORSTOM

Le Tableau II.15 fait référence à la note de calcul du débit décennal par la méthode ORSTOM.

Tableau II.15 : Crue décennale d'ORSTOM

Désignation	**Notation**	**Formules**	**Valeurs**	**Observations**
Pluie décennale journalière	P10	-	93,63 mm	Analyse fréquentielle
Pluie moyenne annuelle	Pan	-	1 062,56 mm	Chronique des pluies annuelles
Coefficient d'Abattement	A	-	0,66	$1-\left[\frac{161-0{,}042\times 1062{,}56}{1000}\right]\times \log 920{,}48$
Pluie moyenne décennale journalière	Pm10	A*P10	61,33 mm	0,66*93,63
Coefficient de pointe décennale	α10	-	2,6	Référence d'ORSTOM
Lame ruisselée décennale	Lr10	Pm10*Kr10	11,94 mm	61,33*19,47%
Volume ruisselé décennal	Vr10	1000*Lr10*S	10994012,95m^3	1000*11,94*920,48
Débit de ruissellement moyen	Qmr10	Vr10/Tb	56,87 m^3/s	10994012,95/3222,11
Débit maximum de ruissellement	Qr10	α10*Qmr10	147,86 m^3/s	2,6*56,87
Débit de pointe	**Q10**	**1,04*Qr10**	**153,77** m^3/s	**1,04*147,86**
volume d'écoulement retardé	Vret10	Qr10*Tb10*β	1143377,35 m^3	147,86*3222,11*0,04
Volume total de crue	Vc10	Vr10+Vret10	12137390,30m^3	10994012,95+1143377,35
Temps de montée	**Tm10**	**0,33*Tb10**	**1074,04 min**	**0,33*3222,11**

Méthode CIEH

L'application de cette méthode est basée sur le choix d'équations suivant des critères tels le régime climatique, la situation géographique du bassin versant, etc. Les équations choisies (FAO 1996), sur la base de la corrélation r² la plus grande, sont présentées dans le Tableau II.16 pour la zone d'étude.

Tableau II.16 : Crue décennale CEIH

Equations choisies	Echantillon (n)	Corrélation (r^2)	Coefficients							Q10 [m^3/s]	Q10retenue [m^3/s]
			a	s	i	p	Pm10	k	Dd		
39	61	0,818	0,41	0,43	-	-	-	0,923	-	115,51	**103,31**
40	60	0,824	0,254	0,46	0,101	-	-	0,976	-	127,56	
6	87	0,591	2,01	0,65	0,066	-	-	-	0,824	71,51	
36	36	0,706	0,00	0,645	0,000174	-	2,149	-	-	98,66	

Méthode du GRADEX

On utilisera de préférence le débit décennal de la méthode CIEH (FAO 1996), et calculer le coefficient C de passage à la **crue millénnale**, en fonction des précipitations de même temps de retour, pour le temps de base caractéristique du bassin versant. Le Tableau II.17 fait donc référence au calcul de la crue de projet (débit de pointe).

Tableau II.17 : Crue exceptionnelle ou crue de projet

Désignation	Notation	Formules	Valeur	Observations
Crue décennale	Q10	-	103,31 m^3/s	Tableau II.16
Coefficient majorateur	C1000	C=1+[(Pprojet-P10)/P10 ×(Tb10/24)^(0,12)/Kr10]	4,46	C=1+[(150,91 – 93,63)/93,63 ×(53,70/24)^(0,12)/19,47]
Crue de projet	Q1000	**C1000*Q10**	**460,80** m^3/s	4,46*103,31

Annexe III : Dimensionnement des Ouvrages

Annexe III.1 : Notice de calcul de la digue

Il s'agit de la détermination des dimensions de la digue et de la détermination de la nature des matériaux et des ouvrages de protection de la digue contre les infiltrations et les effondrements.

❖ Revanche du barrage

Le Tableau III.1 est un calcul technique pour la détermination de la revanche libre (hauteur de sécurité au-dessus du niveau d'eau maximal) par différentes formules empiriques.

Tableau III.1 : Calcul technique de la revanche libre

Calcul de la hauteur des vagues (hv)				
Designation	**Parameter**	**Value**	**Formular**	**Observations**
Longueur du plan d'eau (Fetch)	F	4,75 km	-	Plan Autocad
Hauteur des vagues	h_v	1,23 m	*formule de MALLET et PACQUANT*	(1/2)+(1/3)×√4,75
Hauteur des vagues	h_v	0,96 m	*formule de STEVENSON pour F< 18 km*	0,75+0,34×√4,75-0,36×4,75^(1/4)
Calcul de la vitesse de propagation des vagues (V)				
Designation	**Parameter**	**Value**	**Formular**	**Observations**
Vitesse de propagation des vagues	Vv	2,32 m/s	*formule de MALLET et PACQUANT*	(3/2)+(2/3)×1,23
Vitesse de propagation des vagues	Vv	3,69 m/s	*formule de GAILLARD*	1,5+2×(1,23+0,96)/2
Calcul de la revanche libre R_L				
Designation	**Parameters**	**Value**	**Formular**	**Observations**
Coefficient de sécurité	A	1	-	entre 1 et 2 (souvent A=0,75)
Revanche libre	R_L	1,50 m	*formule de MALLET et PACQUANT*	1×(1,23+2,32^2/2×9,81)
Revanche libre	R_L	1,51 m	*formule de GAILLARD*	0,75×(1,23+0,96) ×0,5+2,32^2/2×9,81
Revanche libre	R_L	1,65 m	*formule simplifiée*	1+0,3*4,75

❖ **Hauteur du barrage**

Le Tableau III.2 fait référence au calcul de la hauteur du barrage dont l'aboutissement induit le calage de la côte et de la longueur de la digue.

Tableau III.2 : Calcul de la hauteur totale du barrage

Designation	Parameters	Value	Formular	Observations
Type de digue	-	Homogène en argile (emprunt argileux EA2)	-	Tableau I.3
Côte de Fond	Z_{TN}	330,00 m	-	Tableau I.1
Plan d'eau Normal	PEN	335,41 m	-	Tableau II.9
Plan des Hautes Eaux	PHE	336,41 m	PEN+h	335,41+1,00
Hauteur de la retenue	Hr	5,41 m	PEN-Z_{TN}	336,41-330
Charge max sur le déversoir	**hmax**	**1,00 m**	**-**	0,6-1,5m (Compaoré 1996)
Revanche retenue	**R**	**1,60 m**	**-**	Moyenne Tableau III.1
Hauteur de la digue	**E**	**8,0 m**	**Hr+h+R**	5,41+1,00+1,60
Côte de la digue	**Zdigue**	**338,0 m**	**PHE+R**	336,41+1,60
Longueur de la digue	**L_D**	**978,33 m**	**-**	Plan Autocad
Tassement barrage en terre de 1%	Tass	0,08 m	1%*E	1×8,0/100

❖ **Largeur en crête du barrage**

La largeur en crête est calculée en utilisant quatre formules, dont l'application numérique de ces formules est présentée dans le Tableau III.3.

Tableau III.3 : Calcul de la largeur en crête de la digue (L_C)

Formule	Paramètre	Expression	Value	Observations
Formule de KNAPPEN	L_c	$lc = 1{,}65\sqrt{E}$	4,67 m	$1{,}65 \times \sqrt{8{,}0}$
Formule de PREECE	L_c	$lc = 1 + 1{,}1\sqrt{E}$	4,11 m	$1 + 1{,}1 \times \sqrt{8{,}0}$
Cemagref et Degoutte (1997)	L_c	$lc = 3{,}6\sqrt[3]{E} - 3$	4,20 m	$3{,}6 \times \sqrt[3]{8{,}0} - 3$
Autres formules	L_c	$lc = 1/3\ E$	2,67 m	$1/3 \times 8{,}0$

Largeur retenue	**L_c**	**4,67 m**	Max Lc calculée

❖ **Calcul de la largeur de base (Lf)**

Le calcul de la largeur de fond de la digue, passe par la connaissance de la pente des talus, donc le choix est fait dans le Tableau III.4.

Tableau III.4 : Pente des Talus (Durand et al. 1999)

Hauteur du barrage en m	Type de barrage	Pente amont	Pente aval
< 5	Homogène	1 :2,5	1 :2
	A zones	1 :2	1 :2
5 à 10	Homogène, granularité étendue	1 :2	1 :2
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	**1 :2,5**	**1 :2,5**
	A zones	1 :2	1 :2,5
10 à 20	Homogène, granularité étendue	1 :2,5	1 :2,5
	Homogène, à font pourcentage d'argile	1 :3	1 :2,5
	A zones	1 :2	1 :3

La largeur de base de la digue est donc obtenue par application numérique de la relation :

Lf	**Lc + E(1/tanα1+1/tanα2)**	**44,80 m**	$\mathbf{4,67 + 8,0 \times (\frac{1}{1/2,5} + \frac{1}{1/2,5})}$

❖ **Protection des talus de la digue**

L'estimation de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, est fonction de la hauteur des vagues selon la méthode de l'US Army Corps of Engineers dans le Tableau III.5.

Tableau III.5 : Méthode de US Army Corps of Engineers (Durand et al. 1999)

Hauteurs des vagues [m]	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement [m]	D50 minimum [m]
0 à 0,30	0,3	0,2
0,30 à 0,60	0,4	0,25
0,60 à 1,20	**0,45**	**0,3**
1,20 à 1,80	**0,55**	**0,4**
1,80 à 2,40	0,7	0,45
2,40 à 3,00	0,8	0,55

La protection concerne l'ensemble de la digue, tant ses talus que sa crête. Le dimensionnement des éléments de protection (type et taille des enrochements, épaisseur de la couche, etc.), sont déterminés dans le Tableau III.6.

Tableau III.6 : Protection des talus

Désignation	Valeur	Référence
Talus amont		
Matériau de protection	**Enrochement en vrac ou rip-rap (Perré sec)**	-
Couche de transition entre l'enrochement et le remblai	**Tout-venant gravillonnaire**	-
Epaisseur de la couche de transition [cm]	**20cm**	20 à 30
Epaisseur minimum de la couche d'enrochement [m]	**0,50m**	Méthode de US Army Corps of Engineers
Pente amont α(°)	**21,80°**	-
Talus aval		
Matériau de protection	**Matériau latéritique légèrement tassé**	E<10m; si non, rip-rap de petite taille
Epaisseur de la couche [cm]	**20cm**	-
Pente aval α(°)	**21,80°**	tan^(-1)(1/2,5)
La crête		
Matériau de protection	**Matériaux graveleux (latérite)**	-
Epaisseur de la couche de couronnement [cm]	**20cm**	-
Murets de crête	**Maçonnerie de moellons latéritique**	-
Section (carrée) des murets	**50cm**	40 ou 50

❖ **Infiltration et hydraulique interne**

Afin de protéger la digue contre les phénomènes d'infiltration, il est prévu un drain tapis (horizontal), dont les dimensions sont calculées dans le Tableau III.7.

Tableau III.7 : Calcul du drain tapis

Designation	Note	Formular	Value	Observations
Matériau du Drain	drain tapis à sable			
Longueur du drain à mettre en place	**Ld**	**(1/4 à 1/3)*Lf**	**14,93 m**	1/3×44,80
Projection orthogonale de la partie mouillée du parement amont	b	Hr/tanα1	13,52 m	5,41/(1⁄2,5)
Largeur en base du barrage diminuée	d	Lf-Ld-0,7*b	20,41 m	44,80-14,93-0,7×13,52
Point d'intersection de Kozeny	y_0	$\sqrt{(Hr^2+d^2)}$-d	0,70 m	$\sqrt{(5,41^2+20,41^2)}$–20,41

Perméabilité du remblai de la digue	kr	-	4,30E-09 m/s	-
Débit de fuite	q	kr*yo	3,03E-09 m^3/s/ml	4,30E-09×0,7
Perméabilité du drain	kd	-	1,00E-05 m/s	-
Epaisseur du drain	**e_d**	**2*√(q*Ld/kd)**	**0,13 m**	2×√(3,03E-09×14,93/1,00E-05)

Annexe III.2 : Calcul des dispositifs anti-renard (Règle de Lane)

Pour assurer la stabilité hydraulique de l'ouvrage vis-à-vis de l'érosion interne (phénomène de renard), la conception des dispositifs de sécurité a été vérifiée suivant le choix du coefficient de Lane en fonction de la nature du terrain dans le Tableau III.8.

Tableau III.8 : Coefficient de LANE (Durand et al. 1999)

Nature du terrain	**C**
Sables fins et limons	8,5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de graviers et de gros galets	2,5
Argile plastique	**3**
Argile consistante	2
Argile dure	1,8

Les calculs d'optimisation présentés dans le Tableau III.9 détaillent le processus, qui a conduit à une configuration validée, de la longueur des cheminements de l'eau sous l'ouvrage et suffisamment longue par rapport à la charge hydraulique.

Tableau III.9 : Dispositifs destinés à allonger les lignes de fuite (Parafouilles en béton)

Designation	**Parameters**	**Formular**	**Value**	**Observations**
Coefficient de LANE	C		3,00	Tableau III.8
Paramètre	CHr	C×Hr	16,219369	3,0×5,41
Longeur des Chéminements horizontaux	**Lh**	**Optimiser**	**15,43 m**	Solveur
Longueur des Chéminements verticaux	**Lv**	**Optimiser**	**11,07 m**	Solveur
Paramètre	Lv+Lh/3	Optimiser	16,219369	15,43+11,07/3
Condition	**Lv+Lh/3 >= CHr**	**-**	**VRAI**	**Solveur**
Optimisation des cheminements verticaux				

Nombre de cheminement vertical	**nv**	**Optimiser**	**4,71**	Solveur
Longueur du cheminement vertical	**lv**	**Optimiser**	**2,35 m**	Solveur
Paramètre vertical	Para1	nv*lv	11,08	Optimiser
Optimisation des cheminements horizontaux				
Nombre de cheminement horizontal	**nh**	**Optimiser**	**3,92**	Solveur
Longueur du cheminement horizontal	**lh**	**Optimiser**	**3,93 m**	Solveur
Paramètre horizontal	Para2	nh*lh	15,433248	Optimiser

Annexe III.3 : Justification du dimensionnement de l'évacuateur de crue et de ouvrages annexes

❖ **Déversoir**

Le Tableau III.10 présente l'application de la **méthode "X0"** permettant d'optimiser cette longueur en intégrant l'effet de laminage de la retenue. Pour différents scénarios de longueur déversante (X0i), le calcul itératif fournit le coefficient de laminage (βi) correspondant et le débit maximal laminé résultant (Qemax). Le scénario retenu est celui qui équilibre la taille de l'ouvrage et la sécurité hydraulique.

Tableau III.10 : Longueur déversante (Méthode "X0")

Designation	Parameter	Value	Unit	References
Débit de pointe de la crue	Qcmax	121,52	m^3/s	figure II.3
Coefficient de débit de l'évacuateur	m	0,39	-	(Durand et al. 1999)
Intensité de pesanteur	g	9,81	m/s^2	-
Temps de montée	tm	64 442,15	s	Tableau II.15
Charge maximale au seuil	hmax	1,00	m	Tableau III.2
Surface du plan d'eau	S	13 020 434	m^2	Tableau I.1
Longueur déversante [m]	**X_{0i}**	**$LogX_{0i}$**	**Coefficient de laminage βi [%]**	**Débit maximal laminé [m^3/s]**
70,343	0,1088	-0,96	36%	**43,51**
25,189	0,0139	-1,86	25%	10,71
6,199	0,0008	-3,07	14%	1,46

Le scénario retenu est celui qui équilibre la taille de l'ouvrage et la sécurité hydraulique. À partir des résultats de l'optimisation hydraulique, les paramètres géométriques, structuraux et géotechniques définitifs du déversoir sont synthétisés dans le Tableau III.11.

Tableau III.11 : Paramètres techniques du déversoir obtenu

Designation	Parameter	Value	Unit	References
Débit maximal laminé	Qemax	43,51	m^3/s	Tableau III.10
Largeur en crête du déversoir	Lcd	0,76	m	1,33×0,76
Longeur du déversoir	Ldev	25,20	m	Tableau III.10
Largeur de base	B	3,90	m	0,76+5,41/tan(60°)
Angle du talus	α	60	degré	-
Vitesse sur le seuil du déversoir	V_0	1,73	m/s	43,51/(25,20*1)
Débit spécifique laminé	q	1,73	$m^3/s/ml$	43,51/25,20
Hauteur des sédiments	hsed	0,65	m	-
Poids volumique du béton	ɣb	24	kN/m^3	-
Poids volumique immergé des sédiments	ɣsed	20	kN/m^3	-
Résistance à la compression du béton en 28jours	fc28	25	Mpa	-
Angle de frottement interne du sol de fondation	ϕ	18,75	degré	-
Angle de frottement interne des sédiments	ϕsed	30	degré	-
Coefficient de poussée active	Ka	0,577	-	-
Cohésion du sol de fondation	c_{fond}	35,65	kpa	-
Cohésion des sédiments	c	0	kpa	hypothèse
épaisseur de fondation	e	0,50	m	-
bèche d'ancrage				
profondeur	hp	1,5	m	-
petite base	b1	0,50	m	-
angle	α	30	degré	-
Grande base	b2	3,10	m	0,5+1,5/tg(30°)

- **Calcul du tirant d'eau y_n à l'aval du bassin**

Le Tableau III.12 fait référence au calcul du tirant d'eau dans le chenal d'évacuation en aval du bassin de dissipation.

Tableau III.12 : Chenal d'évacuation

Désignation	Note	Valeur	Unité	References
Section du chenal	Canal de Bresse	Rectangulaire de longueur infinie	Longueur infinie	(Compaoré 1996)
Coefficient de rugosité	Ks	70	-	Maçonnerie ordinaire (Rolley et al. 1977)
Largeur du chenal	B	25,20	m	Tableau III.11
Fruit de berges	m	0	-	S rectangulaire
Pente longitudinale du chenal d'évacuation	I	0,05%	-	-

Tirant d'eau y_n par Manning-Strickler				
Surface mouillée	S	27,65	m²	$y_n(my_n+B)$
Périmètre mouillé	P	27,38	m	$B+2y_n\sqrt{(m^2+1)}$
Rayon hydraulique	Rh	1,01	m	S^5/3 / P^2/3
Débitance	Db	1947,90	-	Ks*S*Rh^2/3
Constante de l'égalité secondaire	C	1945,95	-	$Q/\sqrt{I}$
Erreur	ε	0,001	-	|(Db-C)|/C
Tirant d'eau normal	y_n	1,098	m	Solveur
Profondeur critique	y_c	0,673	m	-
Vérification des conditions d'écoulement	**yn>yc**	**Fluvial**	**-**	**OK**

❖ **Bassin de dissipation**

Le Tableau III.13 fait référence au calcul technique du bassin de dissipation de type ressaut en aval direct du déversoir et de la protection en aval du bassin.

Tableau III.13 : Note de calcul du bassin de dissipation

Designation	**Parameter**	**Value**	**Unit**	**References**
Hauteur du déversoir	H_0	5,41	m	
Hauteur d'énergie	He	1,15	m	$h+V_0^2/2g$
Paramètre 1	y_n/H_0	0,20	-	-
Paramètre 2	h/H_0	0,20	-	-
Conditions de calcul de l'enfoncement du bassin	0.05<h/H0<0.7 et 0.1<yn/H0<0.8	Remplie		Aller à l'abaque 2.29

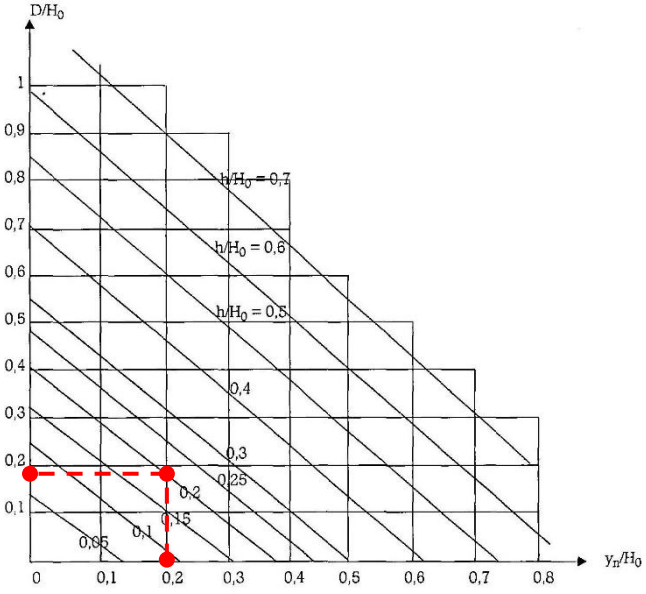


Figure 2.29 : Enfoncement de la fosse de dissipation en fonction du tirant d'eau aval et de la hauteur de la lame d'eau au dessus du seuil (extrait de [33]).

Paramètre 3	D/H_0	0,18	-	Lu sur abaque
Enfoncement du bassin	**D**	**1,00**	**m**	**H_0*(D/H_0)**
Chute fixe sur la construction	a	6,41	m	$D+H_0$
Dénivelée entre le niveau d'énergie amont et le plafond du bassin	Z	7,56	m	a+He
paramètre	α	0	-	Bassin à l'aval immédiat d'un déversoir
Profondeur d'eau en régime torrentiel	y_1	0,143	m	
Second membre	y1*	0,143	m	$q / \sqrt{2g[(1-\alpha)Z-y1]}$
Vitesse d'eau avant le ressaut	V1	12,068	m/s	q / y1
Nombre de Froude	F	10,184	-	$V/\sqrt{gy_1}$
Choix du type de bassin	F>4.5 et V<15	Type II		Chincane

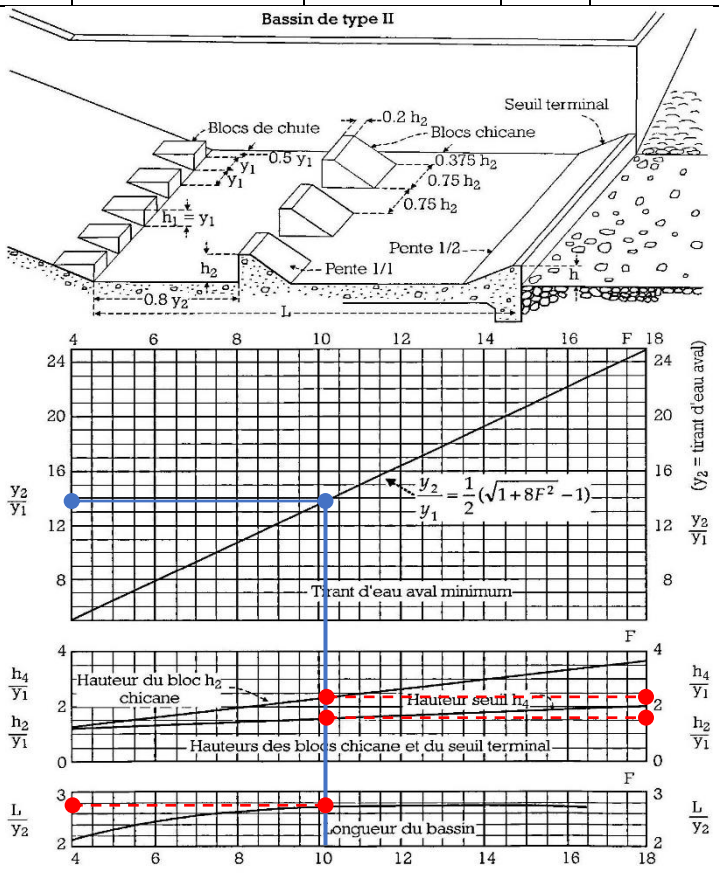


Figure 2.33 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (traduit de [5]).

profondeur conjugée ou profondeur du bassin	y2	1,063	m	$(y1 /2)*(\sqrt{(1+8F^2)}-1)$
Paramètre	L/y2	2,75	-	Lu sur abaque 2.33

Longueur du bassin	**L**	**3,0**	**m**	**L= y2*(L/y2)**
Verification	y2 ≤ yn+D	le ressaut ne quitte pas le bassin		
Revanche du bassin de dissipation	R	1,32	m	0,1(y2+V1)
Blocs Chicane				
paramètre	h2/y1	2,4	-	Lu sur abaque 2.33
Hauteur	h2	0,34	m	h2 = y1*(h2/y1)
Largeur		0,26	m	0,75* h2
Espacement		0,26	m	0,75* h2
Epaisseur en crête		0,07	m	0,2* h2
Distance entre les blocs de chute et de chicane	St	0,85	m	0,8* y2
Pente blocs chicane	n	1 :1	-	Lu sur abaque 2.33
Distance par rapport au mur bajoyer	d	0,13	m	0,375*h2
Blocs de chute				
Hauteur	h1	0,14	m	y1
Largeur		0,14	m	y1
Espacement		0,14	m	y1
Distance par rapport au mur bajoyer	d	0,07	m	0,5*h1
Seuil terminal				
Paramètre	h4/y1	1,5	m	Lu sur abaque 2.33
Hauteur	h4	0,21	m	y1*(h4/y1)
Pente talus du seuil	n	1 :2	-	Lu sur abaque 2.33
Protection aval du bassin				

2) On détermine le diamètre minimum D des enrochements nécessaires, à l'aide de l'abaque de la figure 2.36.

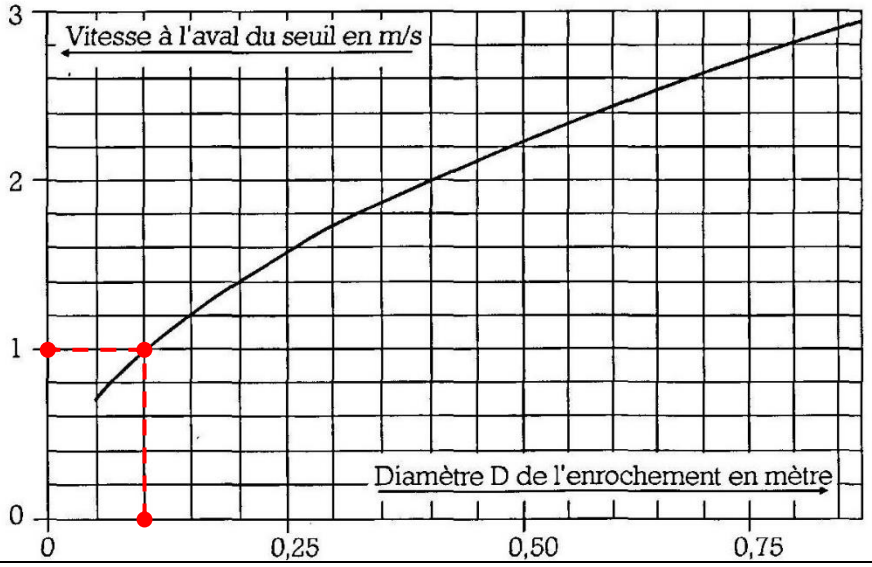


Figure 2.36 : Diamètre des enrochements de protection (extrait de [3]).

Vitesse de début d'entrainement	Ve	1	m/s	sol Argileux :0,8 ≤ Ve ≤ 1,2 (Durand et al. 1999)
Diamètre minimum des enrochements	D	0,1	m	Lu sur abaque 2.36
Epaisseur de la couche d'enrochement	$e_{enrochement}$	0,3	m	≥3* $D_{enrochement}$
Longueur de l'enrochement	$L_{protection}$	6,0	m	$L_{protection}$ ≥ 2*Longueur bassin

❖ **Ouvrage de prise et de vidange**

Le Tableau III.14 présente le dispositif de vidange minimum, en fonction du paramètre $H^2\sqrt{V}$, et le choix particulier de $H^2\sqrt{V} = 96,94$

Tableau III.14 : Dispositif de vidange minimum (Degoutte et Fry 1997)

$H^2\sqrt{V}$	**Type de conduite**	**Diamètre de la conduite en mm**	**Nombre et position des vannes**
< 30	PVC ou acier	PVC 160 ou 200/Acier 200 ou 300	une vanne aval
30 à 100	acier	300 à 400	
100 à 300	acier ou béton à âme tôle	400 à 600	une vanne de garde amont et une vanne aval
300 à 700		600 à 800	
700 à 1500		800 à 1200	
> 1500	galerie en béton armé (ou tuyau posé dans galerie de visite)		vanne de garde et vanne réglable en aval

C'est ainsi qu'on déduit les caractéristiques, les dispositions constructives, et les dimensions des ouvrages de prise et de vidange dans le Tableau III.15.

Tableau III.15 : Dispositions constructives des ouvrages de prise et de vidange

Hypothèses de calcul de l'ouvrage de vidange	
Hypothèse 1	L'ouvrage de vidange est combiné avec l'ouvrage de prise
Hypothèse 2	La conduite de vidange passe sous le corps du barrage
Hypothèse 3	Conduite de vidange en charge
Hypothèse 4	Conduite en acier
Hypothèse 5	Ecrans anti-renard en béton de formé carrée et espacés de 3,95m
Nombre et position de vanne	Une vanne en aval
Protection amont (transport solide)	grille et enrochement
Protection aval	Dissipateur d'énergie

Diamètre minimum de la conduite de vidange	Dmin	400	mm	-
Béton ordinaire de protection de la conduite	emin	0,2	m	-
Hypothèses de calcul de l'ouvrage de prise				
Hypothèse 1	Conduite enterrée de fonctionnement en charge			
Hypothèse 2	Puisard en béton ordinaire en amont			
Hypothèse 3	Conduite en Fonte			
Hypothèse 4	La conduite de prise est glissée dans la conduite de vidange			
Position de vanne	Dispositif de prise à vanne Aval			
Protection aval	Bassin de tranquillisation de type impact			
Calcul du débit d'équipement du périmètre				
Designation	**Parameters**	**Value**	**Unit**	**Observations**
Mois de pointe	Mars			Tableau II.8
Besoin net du mois de pointe	Bn	213,68	mm	Tableau II.8
Nombre de jours	Njr	31	jours	Mois de Mars
Besoin maximum de pointe (BMP)	Bmp	6,89	mm/j	Bn/Njr
Fréquence d'irrigation	T	5	jours	Hypothèse
Dose réelle	Dr	34,46	mm	BMP*T
Efficience d'irrigation	Ea	60%	%	Hypothèse
Dose brute (Db)	Db	57,44	mm	Dr/Ea
Durée journalière de l'irrigation	Nhr	10	h	Hypothèse
Débit d'équipement	**Qe**	**1,15**	**l/s/ha**	**Db/(Nhr*T)**
Superficie exploitable	S	1 260	ha	Tableau II.8
Débit total du système	Q	1447,50	l/s	-
Calcul du diamètre de la prise				
Designation	**Parameters**	**Value**	**Unit**	**Observations**
Débit total du système	Q	1,45	m3/s	-
Coefficient de contraction de débit	C	0,6	-	
Côte du plan d'eau normal	PEN	335,41	m	
Côte de la prise d'eau	CP	333	m	
Variation maximale de charge	h	2,41	m	PEN-CP
Diamètre théorique de la conduite	Dth	0,669	m	$\sqrt{(4Q/\pi C\sqrt{(2gh)})}$
Diamètre commerciale retenue	D	700	mm	Catalogue TUYAUX FONTE DUCTILE - AEP

❖ **Simulation de la vidange de la retenue**

Le Tableau III.16 fait référence au calage du diamètre de la conduite de vidange en fonction du nombre de jours de vidange fixé et du débit de vidange.

Tableau III.16 : Simulation de la vidange de la retenue

Volume évacué (m^3)	Nombre de jours	Débit Q (m^3/s)	Hauteur (m)	Coefficient de débit	Diamètre (m)
Volume PEN	Fixé	V / j*86400	h=PEN-332	C	√(4Q/πC√(2gh))
11 000 000	20	6,37	3,41	0,6	1,285
11 000 000	25	5,09	3,41	0,6	1,150
11 000 000	30	4,24	3,41	0,6	1,050
11 000 000	35	3,64	3,41	0,6	0,972
11 000 000	**40**	**3,18**	**3,41**	**0,6**	**0,909**
11 000 000	45	2,83	3,41	0,6	0,857
11 000 000	50	2,55	3,41	0,6	0,813
11 000 000	55	2,31	3,41	0,6	0,775
11 000 000	60	2,12	3,41	0,6	0,742
11 000 000	65	1,96	3,41	0,6	0,713
11 000 000	70	1,82	3,41	0,6	0,687

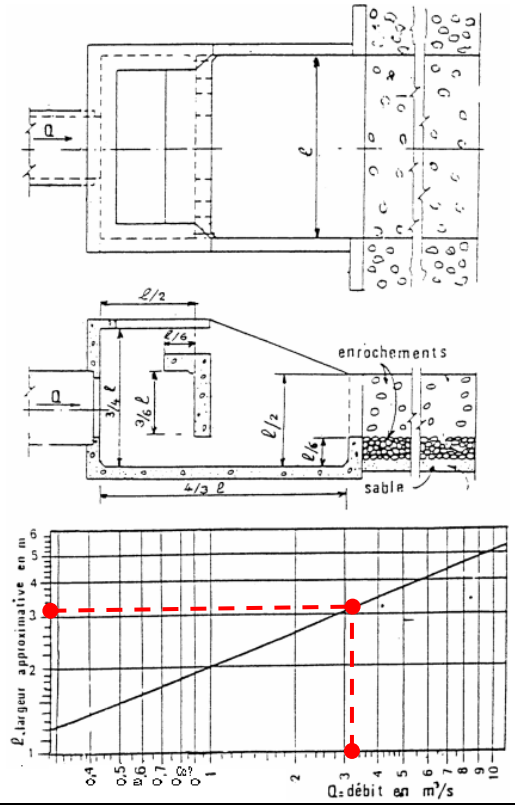
- **Calcul du bassin d'impact**

La note de calcul des caractéristiques du bassin d'impact placé en aval de la conduite de vidange et de prise est présentée dans le tableau

Tableau III.17 : Calcul technique du bassin d'impact

Designation	Parameters	Value	Unit	References

Fig. 6.38 : Dimensions d'un bassin de type impact (entrait de design of small dams)



largeur du bassin	l	3,2	m	lu sur abaque 6.38
Longueur du bassin	L	4,3	m	l*4/3
Hauteur	h1	1,6	m	l*1/2
Hauteur	h2	2,4	m	l*3/4
Couverture du chenal	Enrochements			(Durand et al. 1999)
Diamètre minimum de l'enrochement	Dmin	0,16	m	l/20

❖ **Calcul des Murs bajoyers**

Le Tableau III.18 fait référence au pré-dimensionnement des murs bajoyers en béton armé et de la résistance du sol de fondation de la semelle des murs.

Tableau III.18 : Pré-dimensionnement du mur bajoyers

Designation	**Parameter**	**Value**	**Unit**	**References**
Profondeur d'ancrage de la semelle	D	0,75	m	-
Hauteur totale(mur+semelle)	H	8,76	m	E+D
Epaisseurs en crête du mur	e0	0,370	m	H/24
Epaisseur à la base du voile	e1	0,730	m	H/12
Epaisseur de la semelle	e2	0,730	m	H/12
Largeur à la base de la semelle	B	4,761	m	1,15*(0,20+0,45H)
Largeur du patin de la semelle	b1	0,0	m	Entre H/8 et H/5
Largeur du talon de la semelle	b2	4,03	m	b-b1-e1
Angle de frottement mur-sol	δ	14,893	-	Φ*2/3
Profondeur de la nappe phréatique	ZNP	-1,325	m	De la base de la semelle
Terme de surface	Nγ	3,16	-	2(Nq-1)tgφ
Terme de cohésion	Nc	13,72	-	Nq-1 / tgφ
Terme de profondeur	Nq	5,66	-	$tg^2(\pi/4 + \varphi/2)e^{\pi tg\varphi}$
Hypothèse 1 facteur d'inclinaison de la charge	La résultante des charges s'applique au centre de la semelle			iγ=ic=iq=1
Hypothèse 2 facteur d'inclinaison de la semelle	La fondation n'est pas inclinée			bγ=bc=bq=1
Hypothèse 3 facteur de forme de la semelle	Semelle filante			Sγ=Sc=Sq=1
Hypothèse 4 surcharge appliquée	Surcharge nulle			q=0
Hypothèse 5 influence de la nappe phréatique	D<ZNP<B			

Capacité portante	qu	704,18	Kpa	1/2 $\gamma_1 B N\gamma + \gamma_2 D N q + C N c$
Coefficient de sécurité	Fs	3	-	(DTU)
Capacité portante admissible	qadm	0,244	Mpa	$\gamma_2 D + (qu - \gamma_2 D)/Fs$
Majoration de σadm pour tenir compte de Hyp 4&5	Cof	20%	-	-
Contrainte admissible de la fondation	σadm	0,290	Mpa	-

La vérification des dimensions dans le logiciel cype 2017 à valider les dispositions constructives des murs dans le Tableau III.19.

Tableau III.19 : Dispositions constructives des murs bajoyers

<table>
<tr><td colspan="5">Géométrie
MUR
Hauteur: 8.01 m Épaisseur supérieure: 35.0 cm Épaisseur inférieure: 70.0 cm
SEMELLE FILANTE
Sans patin
Épaisseur/Hauteur: 70 cm Talon: 400.0 cm Béton de propreté: 10 cm</td></tr>
<tr><td colspan="5">Description du ferraillage</td></tr>
<tr><td colspan="5">COURONNEMENT</td></tr>
<tr><td colspan="5">Armature supérieure: 2HA20
Ancrage avant / arrière: 15 / 16 cm</td></tr>
<tr><td colspan="5">TRONÇONS</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Num.</td><td colspan="2">Avant</td><td colspan="2">Arrière</td></tr>
<tr><td>Vertical</td><td>Horizontal</td><td>Vertical</td><td>Horizontal</td></tr>
<tr><td>1</td><td>HA12e=25
Recouvrement: 0.35 m</td><td>HA12e=25</td><td>HA10e=25
Recouvrement: 0.45 m</td><td>HA12e=25</td></tr>
<tr><td colspan="5">SEMELLE SUPERFICIELLE</td></tr>
<tr><td>Armature</td><td colspan="2">Longitudinal</td><td colspan="2">Transversal</td></tr>
<tr><td>Supérieure</td><td colspan="2">HA12e=25</td><td colspan="2">HA12e=25
Crosse Avant / Arrière: 13 / 13 cm</td></tr>
<tr><td>Inférieure</td><td colspan="2">HA12e=25</td><td colspan="2">HA12e=25
Crosse avant / arrière: 13 / 13 cm</td></tr>
<tr><td colspan="5">Longueur d'ancrage courbe en amorce: 30 cm</td></tr>
</table>

Annexe IV : Stabilité des Structures

Annexe IV.1 : Stabilité du déversoir poids en béton

La stabilité du déversoir se fait vis-à-vis du glissement, du renversement et tu poinçonnement, présenté dans le tableau.

Tableau IV.1 : Calcul de la stabilité du déversoir

Désignation	**Dimensions**			**Force [kN/ml]**		**Bras de levier [m]**
Notation	**l [m]**	**h / e [m]**	**Poids volumique [kg/m3]**	**Verticale**	**Horizontale**	
Poids propre						
G1	0,76	5,41	24	98,61		2,55
G2	9,36	5,41	24	607,53		4,28
G3	3,10	0,50	24	37,18		3,80
G4	0,50	1,50	24	18,00		2,74
G5	2,60	1,50	24	46,77		4,94
G				808,09		1,14
Poussée hydrostatique						
F (au PEN)	5,41	5,41	10		146,15	2,30
P1	1,00	1,00	10		10,00	
P2	1,00	5,41	10		54,06	
F (au PHE)	64,06	6,41	10		2052,13	2,58
Poussée des terres						
Pt	1,50	1,50	20		7,50	0,50
Sous pression						
PEN						
P'1	1,00	0,64	10	6,43		
P'2	1,00	6,91	10	69,06		
W	3,90	75,50	1	147,22		2,49
PHE						
p'1	1,00	7,05	10	70,50		
p'2	1,00	7,55	10	75,50		
W	3,90	145,99	1	284,68		1,97
Vérification						
Somme des forces verticales			Fv		660,87 kN	
Somme des forces horizontales			Fh		153,65 kN	
Somme des moments stabilisants			Ms		554,90 kN.m	
Somme des moments moteurs			Mr		340,21 kN.m	
Stabilité au glissement				Fg		2,36
Stabilité au renversement				Fr		1,63
Stabilité au poinçonnement						
L'F/ptC			LF/ptA		2,30 m	
L'pt/ptC			Lpt/ptA		0,50 m	

L'W/ptC		Lw/ptA-b/2		0,54 m	
L'G/ptC		LG/ptA-b/2		-0,81 m	
$\sum$ **Moments/pointC** = **F** × **L'F** − **G** × **L'G** ± **Pt** × **L'Pt** + **W** × **LW**				234,81 kN.m	
$\boldsymbol{A} = \sum \boldsymbol{FV}\ \boldsymbol{b} + \mathbf{6} \sum$ **Moments/pointC** $\boldsymbol{b}^2 < \boldsymbol{\sigma sol}$			262,08 kpa	$\boldsymbol{\sigma sol}$	292,71kpa
$\boldsymbol{B} = \sum \boldsymbol{FV}\ \boldsymbol{b} - \mathbf{6} \sum$ **Moments/pointC** $\boldsymbol{b}^2 > 0$			76,82 kpa		
Règle du tiers central |e|<B/6	e	0,36 m	b/6		0,65 m
Stabilité à la rupture $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,béton}$=0,3fc28			$\sigma_{lim,béton}$		7,5 Mpa

Annexe IV.2 : Rapport de Modélisation des Bajoyers

Les états géométriques et de résistance des murs de soutènement modélisés dans le logiciel Cype 2017 sont vérifiés suivant divers critères, et générés par le même logiciel, qu'on retrouve dans le Tableau IV.2.

Tableau IV.2 : Vérification géométriques et de résistance des murs de soutènement *(Cype 2017)*

Référence: Vérifications géométriques et de résistance (Mur): Murs de soutènement		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur: *Critère de CYPE*	Maximum: 512.3 kN/m Calculé: 39 kN/m	Vérifiée
Épaisseur minimale du tronçon: *Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement: Guide de conception générale"*	Minimum: 15 cm Calculé: 35 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales: *BAEL-91, Article A.7.2,5* - Arrière: - Avant:	Minimum: 4.5 cm Calculé: 23.8 cm Calculé: 23.8 cm	 Vérifiée Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales: *BAEL-91, Article A.4.5,33* - Arrière: - Avant:	Maximum: 25 cm Calculé: 25 cm Calculé: 25 cm	 Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face: *BAEL-91, Article SETRA 3.4.3* - Arrière (-8.01 m): - Avant (-8.01 m):	Minimum: 0.0015 Calculé: 0.00156 Calculé: 0.00156	 Vérifiée Vérifiée
Référence: Vérifications géométriques et de résistance (Mur): Murs de soutènement		
Vérification	Valeurs	État
Pourcentage mécanique horizontal minimum par face: *Article A.8.2,41 de la norme BAEL-91* - Arrière: - Avant:	Calculé: 0.00064 Minimum: 0.00011 Minimum: 0.00016	 Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue: - Arrière (-8.01 m): *BAEL-91, Article B.6.4*	Minimum: 0.001 Calculé: 0.0012	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue: - Arrière (-8.01 m): *BAEL-91, Article A.4.2, 1*	Minimum: 0.00096 Calculé: 0.000961	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée: - Avant (-8.01 m): *Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91*	Minimum: 0.001 Calculé: 0.0011	Vérifiée
Section minimale des armatures verticales de la face comprimée: - Avant (-8.01 m): *BAEL-91, Article A.8.1,21*	Minimum: 4 cm^2/m Calculé: 4.52 cm2/m	Vérifiée
Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale totale: - (0.00 m): *Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91*	Maximum: 0.05 Calculé: 0.00219	Vérifiée

Séparation libre minimale des armatures verticales: *BAEL-91, Article A.7.2,5* - Arrière, vertical: - Avant, vertical:	 Minimum: 3 cm Calculé: 23 cm Calculé: 22.6 cm	 Vérifiée Vérifiée
Séparation maximale entre barres: *BAEL-91, Article A.4.5,33* - Armature verticale Arrière, vertical: - Armature verticale Avant, vertical:	 Maximum: 25 cm Calculé: 25 cm Calculé: 25 cm	 Vérifiée Vérifiée
Diamètre minimal des armatures horizontales: *BAEL-91, Article A.4.5,3*	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1.2 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales: *BAEL-91, Article A.4.5,3*	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée: *Vérification réalisée par unité de longueur de mur*		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant: *BAEL-91, Article A.5.2,2*	Maximum: 743.3 kN/m Calculé: 21.5 kN/m	Vérifiée
Vérification de la fissuration par contraintes dans les barres: *BAEL-91, Article A.4.5,3*	Maximum: 250 MPa Calculé: 6.9647 MPa	Vérifiée
Longueur de recouvrement: *BAEL-91, Article A.6.1,2* - Base arrière: - Base avant:	 Minimum: 0.44 m Calculé: 0.45 m Minimum: 0.31 m Calculé: 0.35 m	 Vérifiée Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement: *Critère de CYPE* - Arrière: - Avant:	Minimum: 26 cm Calculé: 26.2 cm Minimum: 0 cm Calculé: 15 cm	 Vérifiée Vérifiée
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement: *Critère de CYPE*	Minimum: 6.2 cm2 Calculé: 6.2 cm2	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle: - Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Arrière: -8.01 m - Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Avant: -8.01 m - Section critique en flexion composée: Cote: -8.01 m, Md: 39.69 kN-m/m, Nd: 104.84 kN/m, Vd: 39.04 kN/m, Contrainte maximale de l'acier: 48.292 MPa		
Référence: Vérifications géométriques et de résistance (Mur): Murs de soutènement		
Vérification	Valeurs	État
- Section critique sous effort tranchant: Cote: -7.38 m		
Référence: Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante): Murs de soutènement		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité: *Valeur introduite par l'utilisateur.* - Coefficient de sécurité au renversement: - Coefficient de sécurité au glissement:	Minimum: 1.8 Calculé: 40.59 Minimum: 1.5 Calculé: 11.92	 Vérifiée Vérifiée
Épaisseur minimale: - Semelle superficielle: *Critère de CYPE*	 Minimum: 15 cm Calculé: 70 cm	 Vérifiée
Contraintes appliquées au sol: *Valeur introduite par l'utilisateur.* - Contrainte moyenne: - Contrainte maximale:	Maximum: 0.4 MPa Calculé: 0.1733 MPa Maximum: 0.5 MPa Calculé: 0.181 MPa	 Vérifiée Vérifiée
Flexion dans la semelle: *Vérification basée sur des critères résistants* - Armature sup. arrière: - Armature inf. arrière:	 Calculé: 4.52 cm^2/m Minimum: 1.98 cm2/m Minimum: 0 cm2/m	 Vérifiée Vérifiée
Effort tranchant: - Arrière: *BAEL-91, Article A.5.2,2*	 Maximum: 758.3 kN/m Calculé: 22.7 kN/m	 Vérifiée

Longueur d'ancrage: *BAEL-91, Article A.6.1,2*	Minimum: 10 cm Calculé: 62.6 cm	Vérifiée
- Attentes arrière:	Minimum: 12 cm Calculé: 62.6 cm	Vérifiée
- Attentes avant:	Minimum: 0 cm Calculé: 13 cm	Vérifiée
- Armature inf. arrière (Crosse):	Minimum: 13.2 cm Calculé: 13.2 cm	Vérifiée
- Armature inf. avant (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 13 cm	Vérifiée
- Armature sup. arrière (Crosse):	Minimum: 13.2 cm Calculé:	Vérifiée
- Armature sup. avant (Crosse):		
Enrobage:		
- Inférieure: *DTU 13.12. Article 2,54.*	Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm	Vérifiée
- Latéral: *FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.1,3*	Minimum: 5 cm Calculé: 7 cm	Vérifiée
- Supérieure: *DTU 13.12. Article 2,54.*	Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm	Vérifiée
Diamètre minimum: *Critère de CYPE*		
- Armature transversale inférieure:	Minimum: 010 Calculé: HA12	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: HA12	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: HA12	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: HA12	Vérifiée
Séparation maximale entre barres: *BAEL-91, Article A.4.5,33*		
- Armature transversale inférieure:	Maximum: 25 cm Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 25 cm	Vérifiée

Référence: Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante): Murs de soutènement

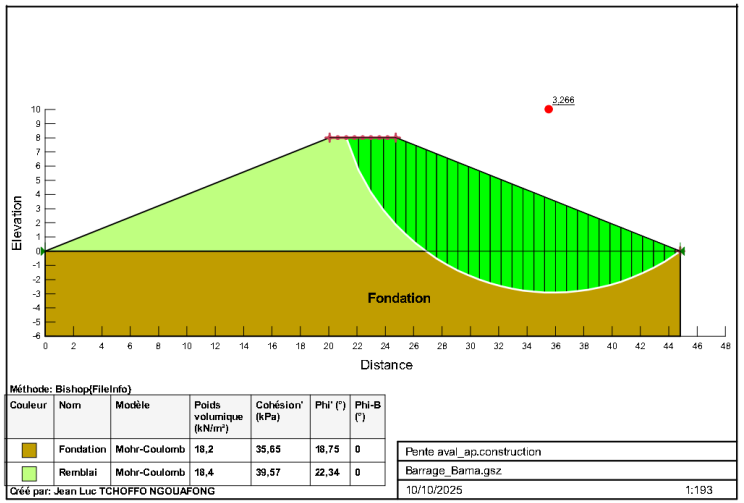
Vérification	Valeurs	État
Séparation minimale entre barres: *Critère de CYPE*		
- Armature transversale inférieure:	Minimum: 10 cm Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 25 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique minimum:	Calculé: 0.00064	
- Armature longitudinale supérieure: *FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3*	Minimum: 0.0005	Vérifiée
- Armature transversale supérieure: *Critère de CYPE*	Minimum: 0.0005	Vérifiée
Pourcentage mécanique minimal:	Calculé: 0.00064	
- Armature longitudinale supérieure: *FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3*	Minimum: 0.00016	Vérifiée
- Armature transversale supérieure: *BAEL-91, Article A.4.2*	Minimum: 0.00034	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		

Information additionnelle:

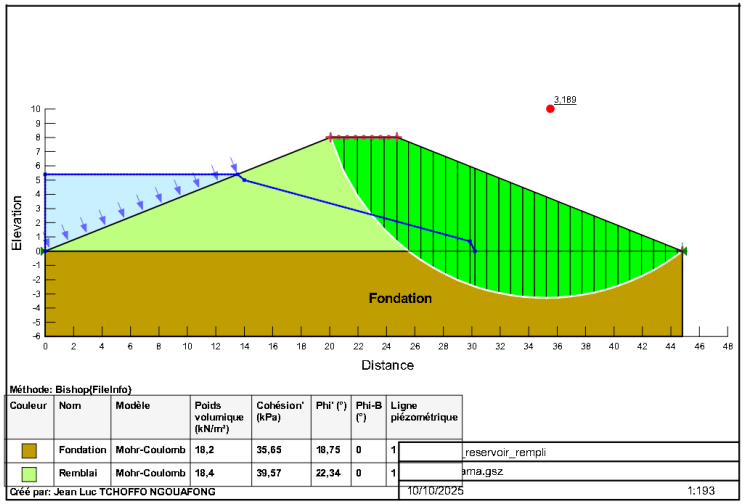
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'arrière: 54.20 kN-m/m

Annexe IV.3 : Stabilité des talus de la digue

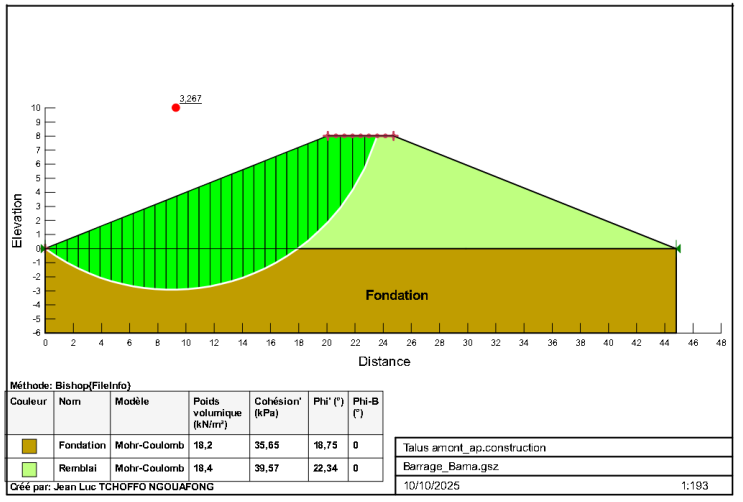
Les talus de la digue sont modélisés dans le logiciel Geoslope et leur stabilité est vérifiée dans 4 cas de figure.



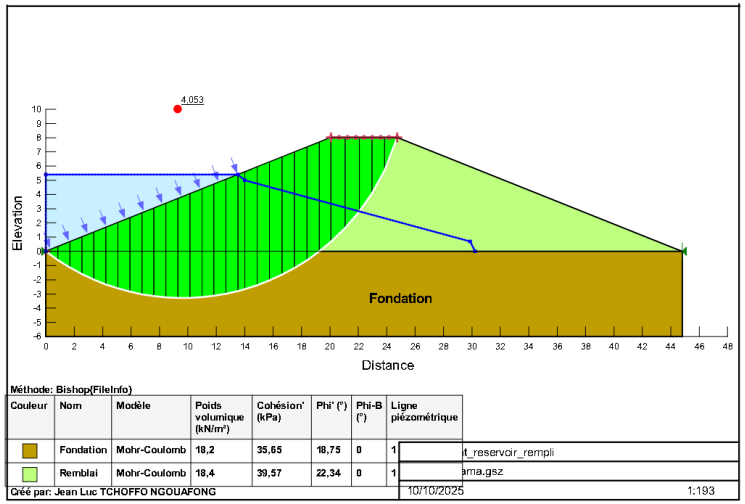
(a)



(b)



(c)



(d)

figure IV.1 : Talus aval après construction (a) et réservoir rempli (b) ; talus amont après construction (c) et réservoir rempli (d)

Annexe V : Impacts Environnementaux et Sociaux

Annexe V.1 : Identification et évaluation des impacts

Les principales sources d'impacts du projet sont résumées dans le Tableau V.1, adapté aux phases spécifiques de la construction du barrage sur la rivière Kou, avec des activités agro-pastorales dominantes.

Tableau V.1 : Sources d'impacts du projet

Phase du projet	Activités sources d'impacts
Phase de préparation	- Acquisition des terres et opérations d'indemnisation/compensation ; - Implantation des bases (base-vie, base matérielle) ; - Installation du chantier (amenée des engins, matériels) ; - Libération/nettoyage de l'emprise du barrage (débroussaillage, décapage) ; - Ouverture des zones d'emprunt et de carrières pour matériaux ; - Récolte, transport et stockage des agrégats (moellons, sable, gravier) ; - Déboisement de l'emprise du barrage et des zones adjacentes ; - Recrutement de la main-d'œuvre locale et externe ; - Transport et circulation initiale des engins.
Phase de construction	- Recrutement et présence des travailleurs sur le chantier ; - Travaux de terrassement, fouilles, déblai et remblai pour fondations - Construction de la digue principale, du déversoir, des ouvrages de prise et de protection anti-érosive ; - Exploitation des zones d'emprunt et de carrières ; - Collecte, transport et pose des matériaux (béton, moellons) ; - Prélèvement d'eau pour les besoins du chantier ; - Circulation intensive des véhicules et engins ; - Entretien des engins et gestion des déchets (huiles, carburants) ; - Démolition ou modification de structures existantes mineures le long de la rivière.
Phase d'exploitation et d'entretien	- Présence du plan d'eau et remplissage du réservoir ; - Prélèvement d'eau pour irrigation, usages pastoraux et humains ; - Présence de terres exondées et intensification des activités agricoles; - Utilisation d'engrais et pesticides chimiques autour du périmètre ; - Entretien périodique des ouvrages (digue, déversoir) ; - Utilisation de la digue comme voie routière ; - Achats de biens et services locaux ; - Gestion des déchets issus des activités riveraines.
Phase de fermeture (post-construction)	- Remise en état des sites des bases et des zones d'emprunt ; - Réhabilitation des carrières et zones perturbées ; - Gestion finale des déchets ;

	- Repli du chantier et démobilisation des engins.

Source : Adapté d'études EIES/NIES sur des barrages au Burkina Faso (EXPERIENS, 2023 ; AFD, 2020)

Les composantes environnementales affectées, sont identifiées dans le Tableau V.2, en tenant compte du milieu semi-aride de BAMA, caractérisé par une végétation clairsemée, une faune adaptée à la sécheresse et des communautés dépendantes de l'agriculture de subsistance.

Tableau V.2 : Récepteurs d'impacts

Milieu	**Récepteurs**
Biophysique	- Qualité de l'air et émissions de poussières ; - Ambiance sonore et vibrations ; - Qualité et quantité des eaux de surface (rivière Kou) et souterraines ; - Structure et qualité des sols (érosion, compaction) ; - Végétation (perte de couvert arboré) ; - Faune et habitats aquatiques/terrestres (poissons, oiseaux migrateurs).
Socio-économique	- Terres agricoles et pâturages (inondation du réservoir) ; - Santé-sécurité des populations locales et des travailleurs ; - Biens privés et communautaires (déplacements) ; - Revenus des producteurs (agricoles, pastoraux) ; - Conditions de vie et économie locale ; - Emplois et services générés ; - Cohésion sociale et conflits potentiels sur l'eau ; - Paysage et sites culturels (lieux sacrés le long de la rivière) ; - Autosuffisance alimentaire ; - Capacités des producteurs et personnes vulnérables (femmes, enfants).

Source : Adapté d'EXPERIENS (2023) et rapports de la Banque Mondiale sur les barrages en Afrique de l'Ouest (2022).

La matrice d'interrelation (Tableau V.3) permet d'identifier les interactions entre les activités du projet et les composantes du milieu. Elle montre des interactions fortes entre les activités de construction et les récepteurs, avec des impacts négatifs dominants sur les sols et les eaux, mais des positifs sur l'économie locale.

Tableau V.3 : Matrice d'interrelation entre les activités du projet et les composantes du milieu

Phases du projet	Activités sources d'impacts	Qualité de l'air	Ambiance sonore & vibrations	Eaux de surface	Eaux souterraines	Structure & qualité des sols	Végétation	Faune & habitats	Terres agricoles & pâturages	Santé-Sécurité populations	Santé-Sécurité travailleurs	Biens privés & communautaires	Revenus des producteurs	Conditions de vie & économie locale	Emplois & services	Cohésion sociale & conflits	Paysage	Sites & lieux sacrés	Autosuffisance alimentaire	Capacités des producteurs	Personnes vulnérables	Circulation & accès
Phase de préparation	Acquisition des terres								X			X	X	X		X		X				
	Opérations d'indemnisation/compensation								X	X	X	X	X	X		X		X				
	Installation des bases (base-vie, matérielle)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X				X
	Installation de chantier (amenée engins, matériels)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X				X
	Libération / nettoyage de l'emprise	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X				X
	Ouverture des zones d'emprunt / carrières	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			X	X				X
	Récolte & transport agrégats (moellons)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			X	X				X
	Déboisement de l'emprise	X	X			X	X	X	X	X	X	X			X	X	X	X	X			
	Recrutement main-d'œuvre									X	X		X	X	X							
	Transport & circulation engins	X	X		X	X	X	X	X	X	X	X										X
Phase de construction	Recrutement main-d'œuvre locale									X	X		X	X	X							
	Présence travailleurs (chantier & bases)			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			X	X	
	Travaux terrassement, fouilles, déblai/remblai	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			X	X		X	X				X
	Construction digue, déversoir, ouvrages protection					X	X	X	X	X	X			X			X					

	Exploitation zones d'emprunt & carrières	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			X	X				X
	Collecte, transport & pose moellons	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			X	X				X
	Prélèvement d'eau (chantier)		X	X	X	X																
	Circulation véhicules & engins	X	X				X	X	X	X												X
	Entretien engins & gestion déchets	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Rejet déchets solides & domestiques	X	X	X	X	X	X	X	X	X			X	X	X		X					X
Phase d'exploitation & d'entretien	Présence du plan d'eau	X		X	X	X	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Prélèvements d'eau (irrigation, pastoral, piscicole)			X	X				X	X			X	X	X	X	X			X		
	Présence terres exondées					X	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X			X		
	Intensification maraîchage autour du barrage			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Utilisation engrais & pesticides	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Entretien ouvrages (digue, déversoir)								X	X	X		X	X	X							
	Présence / utilisation digue routière					X	X	X	X	X	X						X					X
	Achats biens & services									X	X		X	X	X	X	X					
	Gestion déchets riverains	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Phase de fermeture	Remise en état bases	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X				X
	Réhabilitation zones d'emprunt	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X				X
	Gestion finale déchets finale	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Recrutement main-d'œuvre (démobilisation)									X	X		X	X	X							
	Repli de chantier	X	X	X	X	X	X															X

X = Interaction significative (impact potentiel positif ou négatif) Vide = Pas d'interaction notable

Annexe V.2 : Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES)

Le PGES met l'accent sur la réduction des risques d'envasement du réservoir, la protection des écosystèmes fluviaux de la rivière Kou (habitats pour poissons), la minimisation des déplacements de populations, et la promotion d'emplois locaux inclusifs (priorité aux femmes et jeunes).

❖ **Organisation du PGES**

L'organisation du PGES repose sur un cadre institutionnel multi-niveaux, impliquant des acteurs nationaux, locaux et communautaires pour une exécution décentralisée et une surveillance efficace. Ce cadre garantit une responsabilisation claire, avec des sanctions contractuelles (amendes 5-10 % pour non-conformité) et un Mécanisme de Gestion des Plaintes (MGP) accessible (numéro gratuit, boîtes communautaires, résolution en 15 jours).

Tableau V.4 : Rôles et Responsabilités des Acteurs du PGES

Acteur	Rôles Principaux	Responsabilités Spécifiques	Indicateurs de Performance
UGP/Entreprise	Coordination globale, budgétisation, reporting	Intégration PGES dans DAO ; audits annuels ; formation SES	100 % contrats incluant PGES ; 4 rapports trimestriels
MC (Bureau de Contrôle)	Suivi technique quotidien	Validation plans atténuation ; inspections hebdomadaires	95 % conformité sur site ; 12 rapports mensuels
Entrepreneur/RESH	Exécution sur chantier	Gestion déchets/hydrocarbures ; sensibilisation VBG	0 incident majeur ; 100 % personnel formé
ANEVE/DRE	Contrôle externe	Validation EIES ; visites semestrielles	2 audits/an ; 100 % permis obtenus
Commune de BAMA/CVD	Participation locale	Consultations communautaires ; suivi CUE	80 % participation femmes/jeunes ; 4 réunions CLS/an
ONG/Partenaires	Appui technique/sensibilisation	Campagnes genre ; monitoring biodiversité	500 bénéficiaires sensibilisés ; rapports semestriels

Source : Adapté du CGES PSE-BF (Banque Mondiale, 2023) et PGES CERP (MEF, 2023).

❖ Plan de Bonification des Impacts Positifs et Activités d'Accompagnement Social

Les impacts positifs du projet – augmentation de la disponibilité en eau (11 millions m³ de stockage, irriguant 1260 ha), création d'emplois, renforcement des capacités productives (formations en aquaculture et maraîchage), et amélioration des conditions de vie (réduction de de la vulnérabilité hydrique) peuvent être amplifiés via des mesures de bonification. Ces mesures, inspirées du PSE-BF (où les CUE ont boosté la production halieutique de 25 %) et du Projet REABSUL2 (BAD, 2022, avec priorisation locale pour 60 % des emplois), visent à maximiser les retombées socio-économiques tout en favorisant l'inclusion (genre, jeunes, PDI).

- **Publication et Accès aux Opportunités** : Diffusion via radios locales (Radio FM) et affichage en mairie des offres d'emploi, avec quotas (30 % femmes, 20 % jeunes <25 ans), respectant le Code du Travail (Loi n°040-2015/AN).
- **Recrutement Inclusif** : Priorité à la main-d'œuvre locale pour postes non qualifiés (HIMO : Haute Intensité de Main-d'Œuvre), incluant PDI et femmes, avec formations (sécurité, EPI).
- **Mise en Place de Structures Participatives** : Création d'un CUE (15 membres, 40 % femmes) pour gérer les prélèvements d'eau et un Comité Local d'Entretien (CLE) pour la maintenance.
- **Délimitation et Matérialisation** : Balisage de la zone de servitude (10 m amont/aval) et aménagement de périmètres maraîchers (réhabilitation 50 ha avec fossés anti-érosion).
- **Activités d'Accompagnement** : Formations (gestion pesticides, pisciculture durable) pour 200 producteurs ; microcrédit (via fonds BAD); empoissonnement initial (tilapia).

Tableau V.5 : Programme de Mise en Œuvre des Mesures de Bonification

Mesure de Bonification	Description	Acteurs Responsables	Calendrier	Coût Estimatif (FCFA)	Indicateurs
Publication opportunités emplois	Affichage mairies, spots radio (mooré/français)	UGP/Commune	Préparation (Mois 1-3)	5 000 000	80 % couverture locale ; 200 candidatures

Recrutement HIMO inclusif	Quotas genre/jeunes ; formations sécurité	Entrepreneur/ UGP	Construction (Mois 4-18)	15 000 000 (salaires + formations)	150 emplois créés ; 30 % femmes
Création CUE/CLE	Élections participatives ; formations GIRE	MEEA/CVD	Préparation/Exploitation (Mois 1-6)	8 000 000	2 comités fonctionnels ; 4 réunions/ an
Délimitation servitude	Balisage GPS ; cartographie	MC/ANEVE	Préparation (Mois 2-4)	3 000 000	100 % zone matérialisée ; 0 conflit foncier
Réhabilitation maraîchers	Fossés, semences ; formations	MARAH/ONG	Exploitation (Mois 19+)	20 000 000	50 ha irrigués ; +30 % rendement
Formations capacités	Aquaculture, pesticides (200 pers.)	BERA/ABSE	Toutes phases	10 000 000	90 % taux satisfaction ; 50 % adoption pratiques

Source : Adapté du PSE-BF (2023) et ESMP REABSUL2 (BAD, 2022). Total : 61 000 000 FCFA.

- **Programme de Mise en Œuvre des Mesures d'Atténuation, de Compensation et de Bonification**

Ce programme détaille les mesures pour ramener les impacts négatifs à des niveaux acceptables, en hiérarchie : éviter (ex. : contourner sites sacrés), atténuer (ex. : arrosage anti-poussières), compenser (ex. : PAR pour déplacements). Il s'appuie sur la matrice d'interrelation (Tableau V.3) et intègre des exemples du CGES PSE-BF (mesures anti-érosion via PAGI) et du PGES CERP (gestion déchets en urgence).

Les mesures sont organisées par phase, avec liens aux autres plans (PAR, PHSS, PGPP). Chaque mesure inclut type de nuisance, conditions d'application, impacts potentiels des mesures, et coûts.

- **Phase de Préparation**

On se concentre sur l'acquisition terres, installation bases, nettoyage emprise.

Tableau V.6 : Mesures d'Atténuation – Phase de Préparation

Activité/Impact	Mesure d'Atténuation/Compensation	Conditions d'Application	Responsable	Coût (FCFA)	Calendrier
Acquisition terres (perte biens, conflits)	PAR : Indemnisation équitable (évaluation indépendante, 1,5x valeur marché) ; consultations inclusives	>5 ha affectés ; focus PDI/femmes	UGP/ANEVE	50 000 000	Mois 1-3
Nettoyage emprise (perte végétation)	Inventaire floristique ; reboisement 1:5 (acacias/karités locaux)	Espèces protégées (Décret n°2011-689)	MC/Entrepreneur	10 000 000	Mois 2-4
Installation bases (poussières, bruit)	Arrosage pistes 2x/jour ; horaires 7h-18h ; écrans anti-bruit	Vitesse <30 km/h	Entrepreneur	5 000 000	Mois 1-6
Ouverture carrières (érosion sols)	Bassins décantation ; réhabilitation progressive (reboisement)	<10 ha/carrière	MC	8 000 000	Mois 3-5

❖ **Phase de Construction**

On se concentre sur le terrassement, et la construction des éléments d'ouvrages.

Tableau V.7 : Mesures d'Atténuation – Phase de Construction

Activité/Impact	Mesure d'Atténuation/Compensation	Conditions d'Application	Responsable	Coût (FCFA)	Calendrier
Terrassement (turbidité eaux Kou)	Batardeaux ; pompage sédiments ; analyses mensuelles (turbidité <50 NTU)	Hors crues (juin-sept.)	Entrepreneur	12 000 000	Mois 4-18
Circulation engins (accidents, bruit)	PHSS : EPI, signalisation, formation 1ère aide ; limite bruit 55 dB	Zones habitées <500 m	RESH	15 000 000	Mois 4-18
Exploitation carrières (perte habitats faune)	Sauvetage faune ; corridors écologiques ; interdiction braconnage	Espèces VU (tilapia)	MC/ONG	7 000 000	Mois 5-15
Gestion déchets (pollution sols/eaux)	Tri/recyclage ; cuves étanches hydrocarbures ; élimination via prestataire agréé	>200 m eaux	Entrepreneur	10 000 000	Mois 4-18

- **Phase d'Exploitation et d'Entretien**

On se concentre sur les prélèvements d'eau et l'intensification agricole.

Tableau V.8 : Mesures d'Atténuation – Phase d'Exploitation

Activité/Impact	Mesure d'Atténuation/Compensation	Conditions d'Application	Responsable	Coût (FCFA)	Calendrier
Prélèvements eau (surexploitation)	CUE : Rationnement ; débit environnemental 10 % ; analyses trimestrielles nitrates <50 mg/L	>200 ha irrigués	CUE/MEEA	18 000 000/an	Mois 19+
Maraîchage intensif (érosion, pesticides)	PGPP : Rotation cultures ; engrais organiques ; terrasses anti-érosives	Utilisation intrants	MARAH	25 000 000	Mois 19+
Entretien digue (risques rupture)	Instrumentation (piézomètres) ; auscultation annuelle ; plan urgence	Niveau eau >80 %	BAT/CLE	20 000 000/an	Mois 19+
Intensification (conflits usagers)	Sensibilisation ; médiation CUE	Conflits agriculteurs-pasteurs	CVD/ONG	5 000 000	Mois 19+

- **Phase de Fermeture**

Remise en état sites (réhabilitation carrières : reboisement, bassins eau communautaires) ;

Coût : 12 000 000 FCFA ; responsable : MC ; calendrier : Mois 19-21.

Annexe V.3 : Mesures Spécifiques de Gestion des Impacts et des Risques

❖ **Mesures pour la Dégradation de l'Air et de l'Ambiance Sonore (Phases Préparation/Construction)**

Arrosage chantiers (2x/jour, eau recyclée) ; bâchage camions agrégats ; maintenance engins (émissions < normes NES 6) ; EPI (masques) ; limitation vitesse 30 km/h. Coût : 15 000 000 FCFA. Référence : ESMP REABSUL2 (BAD, 2022, réduction poussières 70 % via humidification).

❖ **Mesures pour la Modification des Sols et l'Érosion (Toutes Phases)**

Gabions berges ; PAGI bassins versants (reboisement 500 ha) ; interdiction labour >20° pente ; rotation cultures. Coût : 30 000 000 FCFA. Inspiré PSE-BF (réduction érosion 40 % via berges végétalisées).

❖ **Mesures pour les Eaux de Surface/Souterraines (Construction/Exploitation)**

Bassins décantation ; analyses périodiques (pH 6-9, DBO <30 mg/L) ; CUE pour prélèvements. Coût : 20 000 000 FCFA. Aligné Décret n°2015-1205.

❖ **Mesures pour la Biodiversité (Préparation/Construction)**

Sauvetage faune ; reboisement compensatoire ; interdiction chasse. Coût : 10 000 000 FCFA. NES 6/10.

❖ **Mesures Sociales (Toutes Phases)**

PAR pour indemnisations ; PHSS (EPI, formations VBG) ; MGP (résolution 15 jours). Coût : 50 000 000 FCFA. NES 5/8.

Autres : Gestion déchets (tri, recyclage, 0 décharge sauvage) ; santé (campagnes paludisme, vaccins) ; genre (quotas, sensibilisation).

- **Coûts Estimatifs**

Tableau V.9 : Budget Global du PGES

Composante	**Coût (FCFA)**	**% du Total Projet**
Atténuation/Compensation	150 000 000	4 %
Bonification Positifs	61 000 000	1,5 %
Suivi/Monitoring	30 000 000	0,8 %
Renforcement Capacités	20 000 000	0,5 %
Total	**261 000 000**	**6,8 %**

Source : Estimations basées sur PSE-BF (2023) et CERP (2023).

- **Surveillance et Suivi Environnemental**

Le suivi inclut inspections hebdomadaires (MC), audits semestriels (ANEVE), et rapports annuels (UGP). Indicateurs : Qualité eau (turbidité <50 NTU) ; taux reboisement (95 %) ; plaintes résolues (100 %). Outils : Base données GIS ; formations annuelles. Budget : 30 000 000 FCFA/an.

Tableau V.10 : Fréquence et Responsables

Phase	**Activité surveillée**	**Indicateur**	**Fréquence**	**Responsable**	**Seuil d'alerte**
Préparation	Arrosage pistes	Volume d'eau utilisé (m^3/jour)	2x/jour	RESH	< 500 L/100 m piste
	Stockage hydrocarbures	Cuves étanches, bacs rétention	Quotidienne	RESH	0 fuite

	Déboisement	Arbres abattus vs reboisement planifié	Hebdo	Expert MC	Ratio < 1:3
Construction	Turbidité eaux Kou	NTU en aval chantier	Mensuelle	Labo accrédité	> 50 NTU → arrêt travaux
	Bruit	dB(A) zones habitées	Hebdomadaire	Expert MC	> 55 dB → horaires réduits
	Gestion déchets	% tri/recyclage	Quotidienne	RESH	< 80 % → pénalité
	Sécurité travailleurs	Port EPI, incidents	Quotidienne	RESH	1 incident → formation immédiate
Exploitation	Qualité eau réservoir	Nitrates, pesticides, DBO	Trimestrielle	CUE/Labo	Nitrates > 50 mg/L → PGPP renforcé
	Érosion berges	Longueur érodée (m)	Semestrielle	CLE	> 10 m → gabions
	Conflits usagers	Nombre plaintes	Mensuelle	CLS	> 5/mois → médiation
	Production agricole	Rendement (t/ha)	Annuelle	MARAH	< 3 t/ha → formation

En conclusion, ce PGES positionne le barrage de la rivière Kou comme un levier de développement résilient, minimisant les risques tout en maximisant les bénéfices pour BAMA. Son implémentation rigoureuse garantira un positif pour les générations futures.

Annexe VI : Estimation du coût du projet

Annexe VI.1 : Avant métré des ouvrages

❖ Cubature des terres

CUBATURES ENTRE DEUX ÉTATS DE TERRAIN

Nom du dessin : revu cotés terrain+courbes

Ecriture du listing le 01/11/2025 à 15:06:06

VOLUMES TOTAUX : Remblais = 94304.896 m³, Déblais = 812.586 m³

Caractéristiques du premier état de terrain

Nom	Etat de terrain 2	
Nombre de faces	315	
Altitude mini	330.000	m
Altitude maxi	339.500	m
Surface totale 2D	59411.38	m²
Surface totale 3D	81557.37	m²

Caractéristiques du second état de terrain

Nom	Etat de terrain 1	
Nombre de faces	135	
Altitude mini	330.000	m
Altitude maxi	339.500	m
Surface totale 2D	50881.93	m²
Surface totale 3D	58014.26	m²

Résultats du calcul des cubatures pour passer du premier au second état

Surfaces 2D	:		
Avec remblais	:	42607.14	m²
Avec déblais	:	2747.09	m²
Sans écart	:	5527.70	m²
Total	:	50881.93	m²

Surfaces 3D (état 1)	:		
Avec remblais	:	57248.17	m²
Avec déblais	:	2869.22	m²
Sans écart	:	9653.62	m²
Total	:	69771.00	m²

Volumes	:		
Remblais	:	94304.896	m³
Déblais	:	812.586	m³
Total	:	95117.482	m³

Surfaces 3D (état 2)	:		
Avec remblais	:	45529.55	m²
Avec déblais	:	2831.10	m²
Sans écart	:	9653.62	m²
Total	:	58014.26	m²

❖ **Avant métré du barrage**

N°	Désignation	Unité	L (m)	l (m)	h/ép. (m)	Qté aux.	Qté part.	Qté définitive	Observations
1	**INSTALLATIONS GÉNÉRALES DE CHANTIER**								
1.01	Aménagement et replis du matériel (engins, véhicules)	ff	–	–	–	1	–	1	Incl. implantation ouvrages, levé topographique
1.02	Installations générales (locaux, hangars, services entreprise)	ff	–	–	–	1	–	1	Équipements divers (électricité, eau)
1.04	Abattage arbres cuvette à PEN (côte plan eau normal)	u	–	–	–	250	–	250	Hyp :1 arbre/238 m² emprise
1.05	Acquisition matériel CUE (pioches 5, charrette 1, brouettes 5, etc.)	ens	–	–	–	1	–	1	Outils manuels pour finitions
2	**TERRASSEMENTS ET PRÉPARATOIRES**								
2.01	Défrichement et décapage zone implantation (digue + emprise)	m²	–	–	–	–	–	59 411	Surface 2D COVADIS ; ép. max. 0,3 m
2.02	Déblais pour fondations, préparation site et reprofilage	m³	–	–	–	–	–	813	COVADIS ; aux engins
2.03	Débroussaillage/décapage emprise digue contrefort	m²	–	–	–	59 411	–	59 411	Ép. max. 0,3 m ;
2.04	Déblai aux engins pour tranchée ancrage digue contrefort	m³	978	3,5	1,5	978 × 3,5 × 1,5	–	5 147	
2.05	Remise en état temporaire zones dégradées (accès, stockages)	m²	–	–	–	–	–	8 000	Emprise élargie

3	**DIGUE EN TERRE HOMOGÈNE COMPACTÉE**								
3.01	Remblai en terre argileuse compactée (corps digue)	m³	–	–	–	–	–	94 305	COVADIS 3D
3.02	Clé d'étanchéité – tranchée trapézoïdale en argile compactée	m³	978	(3,5+1,5)/2=2,5	1,5	978 × 2,5 × 1,5 = 3 670	× 0,7	2 569	pente 1H/3V
3.03	Drain horizontal en sable filtrant (rabattement nappe)	m³	978	1	1	978	× 0,8 (porosité)	782	Section 1×1 m ; P
4	**PROTECTIONS DE LA DIGUE**								
4.01	Enrochement amont en vrac (rip-rap)	m³	978	13,5 (talus)	0,6	978 × 13,5 × 0,6	–	7 930	Ép. 0,6 m
4.02	Couche de transition gravillonnaire sous rip-rap	m³	978	13,5	0,2	978 × 13,5 × 0,2	–	2 643	Ép. 0,2 m
4.03	Protection talus aval en latérite tassée	m³	978	13,5	0,25	978 × 13,5 × 0,25	–	3 304	Ép. 0,25 m
4.04	Drain de pied aval en enrochement rangé	m³	978	1,5	0,5	978 × 1,5 × 0,5	–	734	Prof. 0,5 m
4.05	Revêtement de crête en latérite compactée (dévers 2 %)	m³	978	5	0,3	978 × 5 × 0,3	–	1 467	Largeur crête 5 m ; ép. 0,2 m
4.06	Murets de crête en moellons latéritiques 50×50 cm	ml	978	–	–	2 × 978	–	1 956	2 murets ; maçonnerie
4.07	Tube PVC Ø50 pour drainage eaux mur parapet (esp. 3 m)	m	978	–	–	978 / 3 = 326	–	326	drainage crête
5	**ÉVACUATEUR DE CRUE – DÉVERSOIR EN BÉTON CYCLOPÉEN**								
5.01	Déblai aux engins pour déversoir	m³	90	11,6	0,2	25,5 × 11,6 × 0,2	–	59,2	longueur 25,2 m ajusté à 25,5 m chenal

5.02	Béton de propreté dosé 150 kg/m³ sous déversoir	m³	90	11,6	0,1	25,5 × 11,6 × 0,1	–	29,6	
5.03	Béton cyclopéen dosé 300 kg/m³ (déversoir)	m³	25,2	0,76	5,41	25,2 × 0,76 × 5,41 = 104	+ appuis 344	448	
5.04	Coffrage pour déversoir (faces vues)	m²	–	–	–	2 × (25,2 × 5,41) + crête	–	340	–
5.05	Joints waterstop PVC	ml	25,2	–	–	2 × 25,2	–	50	
6	**BASSIN DE DISSIPATION & CHENAL D'ÉVACUATION**								
6.01	Déblai pour bassin de dissipation	m³	25,2	12	1,3	25,2 × 12 × 1,3	–	394	Longueur 25,2 m
6.02	Béton de propreté 150 kg/m³ sous bassin	m³	25,2	4	0,1	25,2 × 4 × 0,1	–	11	
6.03	Béton armé dosé 350 kg/m³ pour bassin (blocs, chicanes, seuil)	m³	25,2	4	0,3	25,2× 4 × 0,3 = 108	+ seuil 7,56	38	
6.04	Sable calibré sous bassin (filtre ép. 0,1 m)	m³	25,2	4	0,1	25,2× 4 × 0,1 = 36	–	11	ép. 0,15 m ajusté
6.05	Maçonnerie ordinaire chenal	m³	6	25,2	0,3	6×25,2×0,3	-	46	Pente 2% ; K=70
6.06	Coffrage bassin + chenal	m²	–	–	–	–	–	450	Faces vues
7	**MURS BAJOYERS EN BÉTON ARMÉ**								
7.01	Déblai aux engins pour bajoyers	m³	40	4,2	0,8	40 × 4,2 × 0,8 = 269	–	269	
7.02	Béton de propreté sous fondation bajoyers	m³	40	4,2	0,1	40 × 4,2 × 0,1 = 17	–	17	

7.03	Béton armé dosé 350 kg/m³ pour bajoyers + semelle	m³	40	3,5	0,7	40 × 3,5 × 0,7 = 98	+ fondation 409	196	BAEL-91
7.04	Acier Fe E500 (ferraillage complet HA10+HA12+HA20)	kg	–	–	–	–	–	2 099	Mur bajoyers ; 10% chutes
7.05	Coffrage pour bajoyers	m²	2 × 10	5	2 faces	2 × 10 × 5 × 2 = 200	-20% réemploi	160	–
8	**OUVRAGE DE PRISE ET VIDANGE**								
8.01	Déblai pour bac amont	m³	–	2	2,4	1,45 × 2 × 2,4 = 7	–	7	hauteur 1,45 m
8.02	Déblai pour bac aval	m³	–	2	3,6	1,45 × 2 × 3,6 = 10	–	10	
8.03	Déblai main travers remblai conduite/écrans anti-renard	m³	0,75	0,75	30	0,75 × 0,75 × 30 = 21	–	21	
8.04	Béton de propreté dosé 150 kg/m³ pour bacs amont/aval	m³	–	2	3,6	0,1 × 2 × 3,6 = 1	–	1	
8.05	Béton enrobant (gaine autour conduites ép. 0,75 m)	m³	0,75	0,75	30	0,75 × 0,75 × 30 = 17	–	17	
8.06	Conduite fonte ductile DN700 (prise)	ml	978	–	–	–	–	978	Traversée digue ; débit 1,45 m³/s
8.07	Conduite fonte ductile DN900 (vidange)	ml	978	–	–	–	–	978	Traversée digue
8.08	Béton armé coulé élévation (voiles)	m³	2	0,2	3,6	2 × 0,2 × 3,6 = 1	×10 (long.)	11	
8.09	Béton armé coulé plat (radiers)	m³	0,2	3,6	3,6	0,2 × 3,6 × 3,6 = 3	–	3	
8.10	Maçonnerie moellons pour escaliers accès	m³	0,2	0,4	1	0,2 × 0,4 × 1 = 1	–	1	

8.11	Enrochements rangés main autour bacs amont/aval	m³	0,25	2	4,4	0,25 × 2 × 4,4 = 7	–	7	ép. 0,25 m
8.12	Vannes (papillon + réglage) + crépine/grille	u	–	–	–	3	–	3	treillis Ø12
8.13	Sable calibré anti-renard (ép. 0,5 m)	m³	–	–	0,5	9	–	9	
8.14	Gravier calibré 5/15 anti-renard	m³	–	–	–	2	–	2	
9	**MESURES ANTI-INFILTRATIONS – PARAFOUILLES**								
9.01	Parafouilles en béton (5 unités)	m³	5 × 3,3	3	2,36	5 × 3,3 × 3 × 2,36 × 0,8 = 118	–	118	Lane C=3
10	**ÉQUIPEMENTS DIVERS**								
10.01	Échelle limnimétrique	m	7	–	–	7	–	7	
10.02	Délimitation/matérialisation PHE (41 points)	u	41	–	–	41	–	41	
10.03	Délimitation bande servitude (100 m PHE, 41 points)	u	41	–	–	41	–	41	
10.04	Bornes de nivellement	u	4	–	–	4	–	4	

Annexe VI.2 : Devis estimatif

Le tableau met en évidence le devis estimatif des travaux pour la réalisation du projet

Tableau VI.1 : Devis estimatif

N°	Désignation	Unité	Qté Déf.	PU (FCFA)	Montant (FCFA)
1	**INSTALLATIONS GÉNÉRALES DE CHANTIER**				
1.01	Aménagement et replis du matériel	ff	1	8 000 000	8 000 000
1.02	Installations générales (locaux, hangars, services)	ff	1	25 000 000	25 000 000
1.03	Élaboration dossier exécution/recolement	ff	1	6 000 000	6 000 000
1.04	Abattage arbres cuvette PEN	u	250	25 000	6 250 000
1.05	Acquisition de materiel pour le CUE (pioches(05), Charrette (01), brouettes (05), machettes (15), barre à mines(15) , pelles (10), bottes (15), dame manuel(10), gant (10))	ens	1	1 750 000	1 750 000
				Sous-total 1	**47 000 000**
2	**TERRASSEMENTS ET PRÉPARATOIRES**				
2.01	Défrichement/décapage/débroussaillage emprise	m²	59 411	1 000	59 411 000
2.02	Déblais fondations/préparation du site et reprofilage	m³	813	7 300	5 934 900
2.03	Déblai tranchée d'ancrage (engins)	m³	5 870	7 300	42 851 000
2.04	Remise en état zones dégradées	m²	8 000	1 000	8 000 000

				Sous-total 2	**116 196 900**
3	**DIGUE EN TERRE HOMOGÈNE COMPACTÉE**				
3.01	Nettoyage digue existante (abattage talus)	ff	1	2 500 000	2 500 000
3.02	Remblai argileux compacté OPN (corps digue)	m³	94 305	7 750	730 863 750
3.03	Clé d'étanchéité (remblai de la tranchée trapézoïdale)	m³	4 109	7 750	31 844 750
3.04	Drain horizontal sable filtrant (rabattement nappe)	m³	2935	15 000	44 025 000
				Sous-total 3	**809 233 500**
4	**PROTECTIONS DE LA DIGUE**				
4.01	Enrochement amont en vrac (rip-rap)	m³	7 930	13 000	103 090 000
4.02	Couche de transition gravillonnaire sous rip-rap	m³	2 643	13 000	34 359 000
4.03	Protection talus aval en latérite tassée	m³	3 304	7 750	25 606 000
4.04	Drain de pied aval en enrochement	m³	734	13 000	9 542 000
4.05	Revêtement de la crête en latérite compactée (dévers 2%)	m³	1 467	7 750	11 369 250
4.06	Murets de crête en moellons latéritiques 50×50 cm	ml	1 956	30 000	58 680 000
4.07	Tube PVC Ø50 drainage parapet	m	326	3 000	978 000
4.08	Perré secs protection talus	m²	26 397	6 000	158 382 000

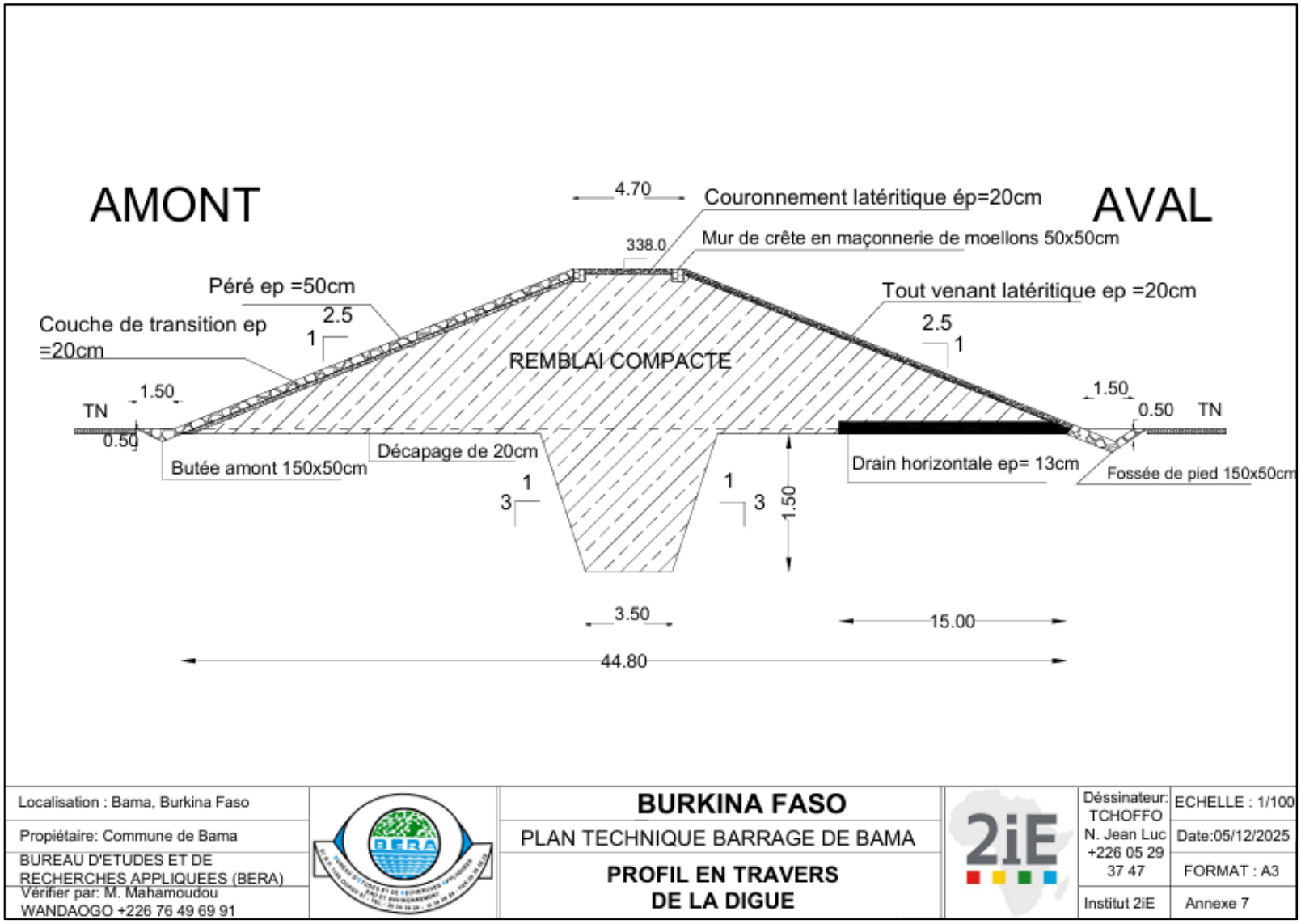
				Sous-total 4	**402 006 250**
5	**DÉVERSOIR EN BETON CYCLOPEEN**				
5.01	Béton propreté 150 kg/m³	m³	104	65 000	6 760 000
5.02	Béton cyclopéen dosé à 300 kg/m³	m³	317	120 000	38 040 000
5.03	Coffrage pour déversoir (faces vues)	m²	340	10 000	3 400 000
5.04	Joints waterstop PVC	ml	30	15 000	450 000
				Sous-total 5	**48 650 000**
6	**BASSIN DISSIPATION & CHENAL**				
6.01	Déblai aux engins pour ancrage du bassin de dissipation	m³	1 404	7 300	10 249 200
6.02	Béton propreté 150 kg/m³	m³	36	65 000	2 340 000
6.03	Béton armé 350 kg/m³ (bassin/seuil)	m³	116	200 000	23 200 000
6.04	Fourniture et pose de sable calibré pour filtre sous le bassin de dissipation (ép=10cm)	m³	36	15 000	540 000
6.05	Maçonnerie chenal du chenal d'évacuation	m³	504	30 000	15 120 000
6.06	Coffrage du bassin de dissipation	m²	450	10 000	4 500 000
6.07	Tube PVC Ø 50 pour barbacane (espacement 0.5 m) pour bassin de dissipation	m	525	3 000	1 575 000
6.08	Perré maçonné chenal	m²	360	6 000	2 160 000

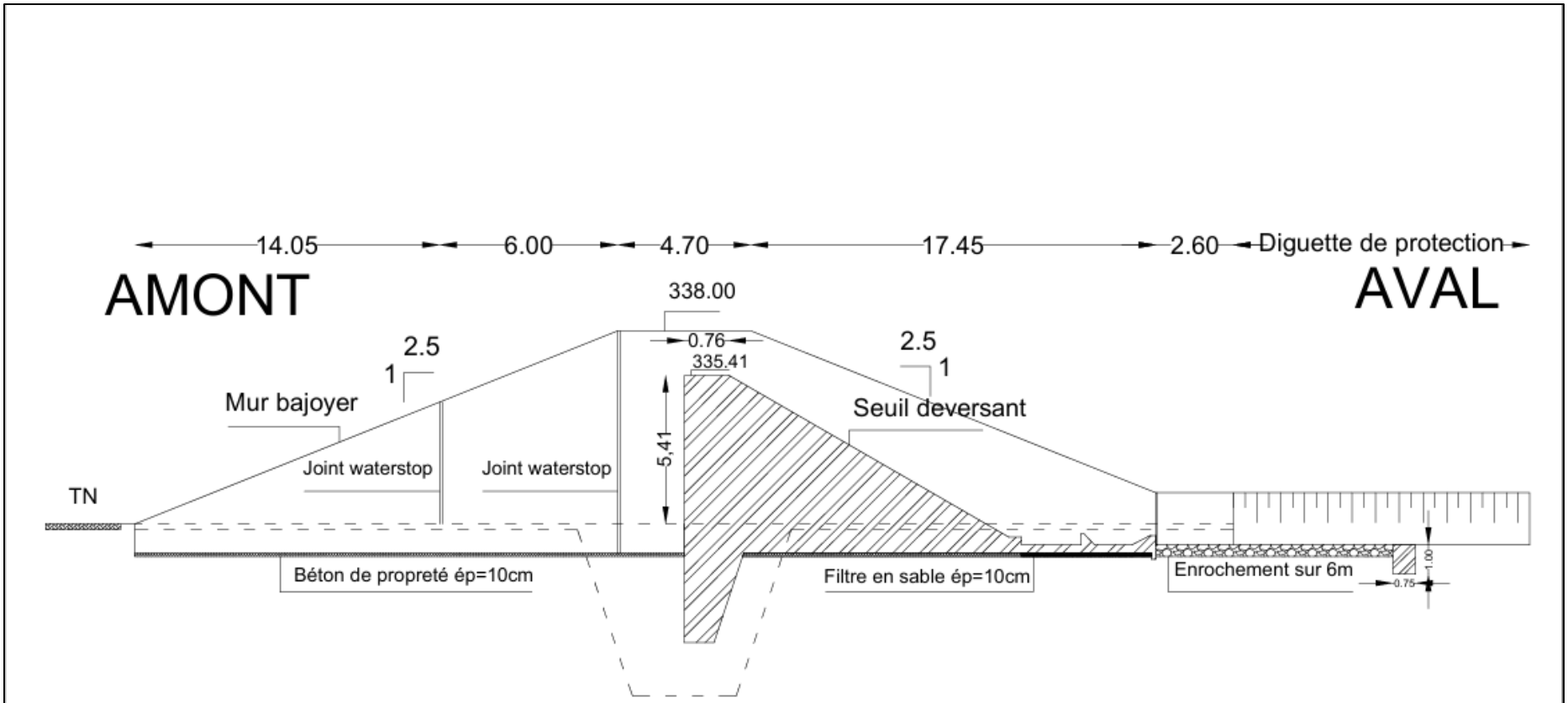
6.09	Déblai manuel pour enrochement apres le bassin de dissipation (Longueur 6 m)	m³	46	5 000	230 000
				Sous-total 6	**59 914 200**
7	**MURS BAJOYERS**				
7.01	Béton propreté fondation dosé à 150 kg/m³	m³	17	65 000	1 105 000
7.02	Béton armé pour murs bajoyers + semelle filante 350 kg/m³	m³	196	200 000	39 200 000
7.03	Acier Fe E500 (ferraillage complet HA10 + HA12 + HA20)	kg	2 099	1 400	2 938 600
7.04	Coffrage pour murs bajoyers	m²	160	10 000	1 600 000
				Sous-total 7	**44 843 600**
8	**OUVRAGE PRISE ET VIDANGE**				
8.01	Déblai manuel pour bac amont	m³	7	3 600	25 200
8.02	Déblai manuel pour bac aval	m³	10	3 600	36 000
8.03	Déblai travers remblai (manuel)	m³	21	3 600	75 600
8.04	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous les bacs (amont et aval)	m³	1	65 000	65 000
8.05	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour enrobage de la conduite	m³	17	65 000	1 105 000
8.06	Conduite en fonte ductile DN738 (prise d'eau)	ml	51	100 000	5 100 000
8.07	Conduite en fonte ductile DN945 (vidange de fond)	ml	51	120 000	6 120 000

8.08	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour bacs amont et aval	m³	11	200 000	2 200 000
8.09	Béton pour bacs amont et aval (impact + tranquillisation)	m³	3	200 000	600 000
8.10	Maçonnerie moellons escaliers	m³	1	30 000	30 000
8.11	Enrochements rangés bacs	m³	7	13 000	91 000
8.12	Fourniture et pose de vannes papilons et de réglage et accessoires	u	3	250 000	750 000
8.13	Fourniture et pose de grilles en treillis soudé en fer de 12 rond lisse pour protection du bac amont et aval	m²	15	30 000	450 000
8.14	Fourniture et pose de crépine	u	1	150 000	150 000
8.15	Perré maçonné de protection entre le pied de talus amont du barrage et le bac amont, entre le pied des escliers d'accès et le bac aval et pour escalier d'accès (ép. 0.25 m).	m²	46	16 000	736 000
8.16	Fourniture et pose de sable calibré (ep 0,50m) pour dispositif anti-renard	m³	9	15 000	135 000
8.17	Fourniture et pose de gravier calibré 5/15 pour dispositif anti-renard	m³	2	15 000	30 000
				Sous-total 8	**17 698 800**
9	**MESURES ANTI-INFILTRATIONS**				
9.01	Realisation des dispositifs anti-renard (Parafouilles en béton)	m³	118	200 000	23 600 000
				Sous-total 9	**23 600 000**
10	**ÉQUIPEMENTS DIVERS ET PGES**				

10.01	Échelle limnimétrique	m	7	50 000	350 000
10.02	Délimitation et matrialisation du PHE	u	41	175 000	7 175 000
10.03	Délimitation et matérialisation des bornes de servitude (100 du PHE)	u	41	175 000	7 175 000
10.04	Bornes nivellement	u	4	100 000	400 000
10.05	Mise en œuvre du PGES	ff	1	261 000 000	261 000 000
				Sous-total 10	**276 100 000**
				TOTAL HT (Hors Taxes)	**1 845 243 250**
				TVA (18 %)	**332 143 785**
				TOTAL TTC	**2 177 387 035**

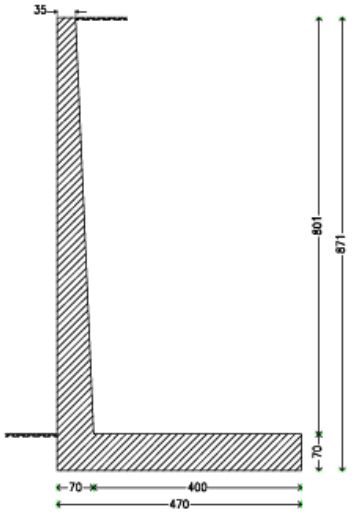
Annexe VII : Plans et coupes du projet



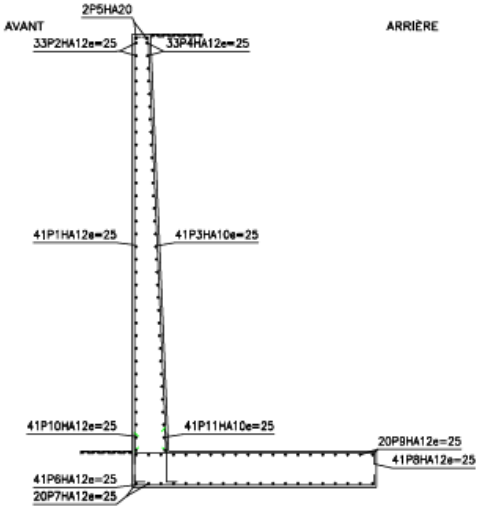


Localisation : Bama, Burkina Faso	BERA	**BURKINA FASO**	2iE	Déssinateur: TCHOFFO N. Jean Luc +226 05 29 37 47	ECHELLE : 1/100
Propiétaire: Commune de Bama		PLAN TECHNIQUE BARRAGE DE BAMA			Date:05/12/2025
BUREAU D'ETUDES ET DE RECHERCHES APPLIQUEES (BERA)		**Déversoir Poids / Murs Bajoyers**			FORMAT : A4
Vérifier par: M. Mahamoudou WANDAOGO +226 76 49 69 91				Institut 2iE	Annexe 7

Géométrie



Mur
Armature

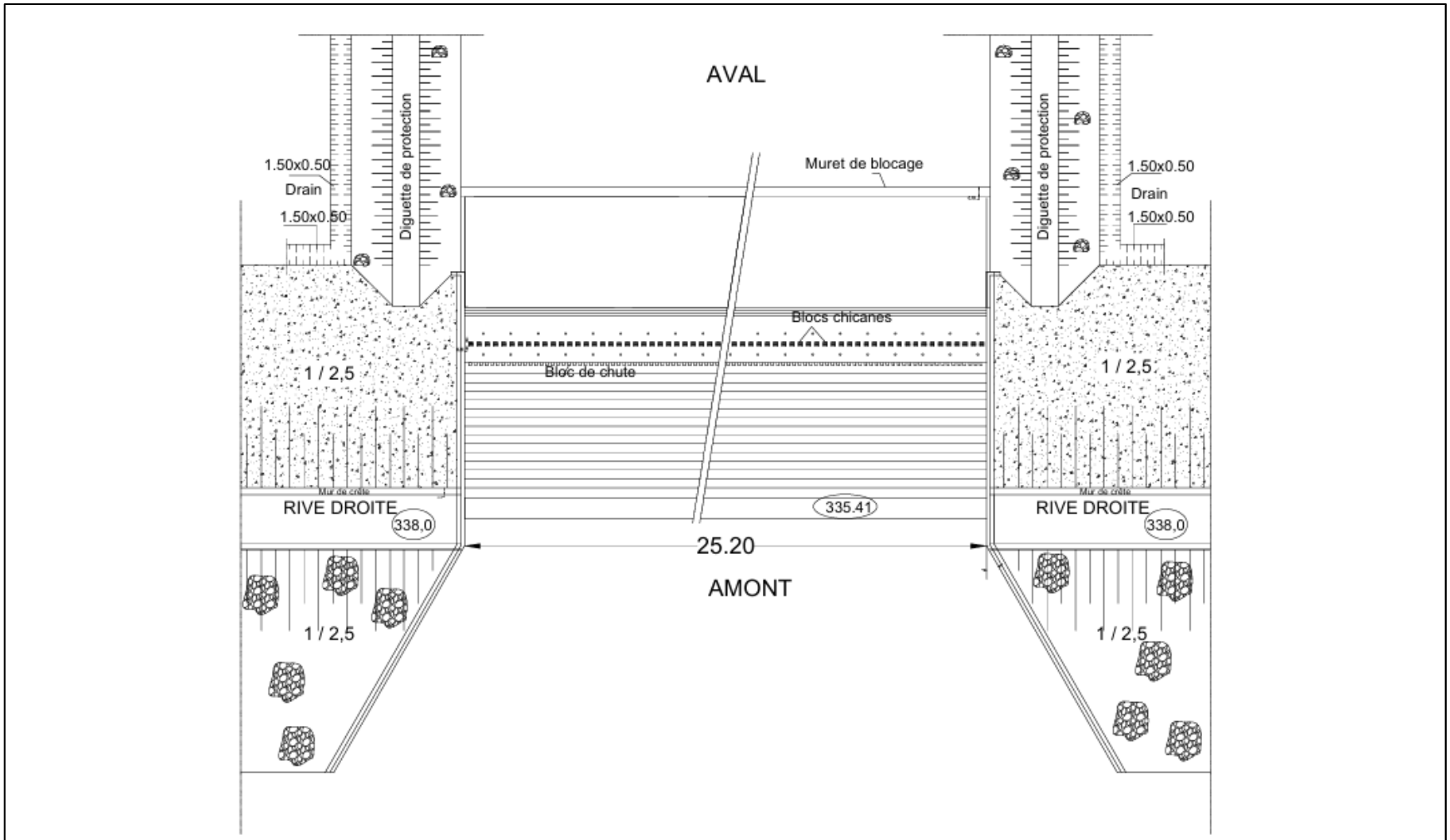


Murs Bajoyers
Norme: BAEL-91 (R-99) (France)
Béton: B25
Acier des barres: Fe E500
Type de fissuration: Préjudiciable
Enrobage sur le parement avant: 3.0 cm
Enrobage sur le parement arrière: 3.0 cm
Enrobage supérieur de la fondation: 5.0 cm
Enrobage inférieur de la fondation: 5.0 cm
Enrobage latéral de la fondation: 7.0 cm
Dimension du plus gros granulat: 30 mm
Échelle: 1:100

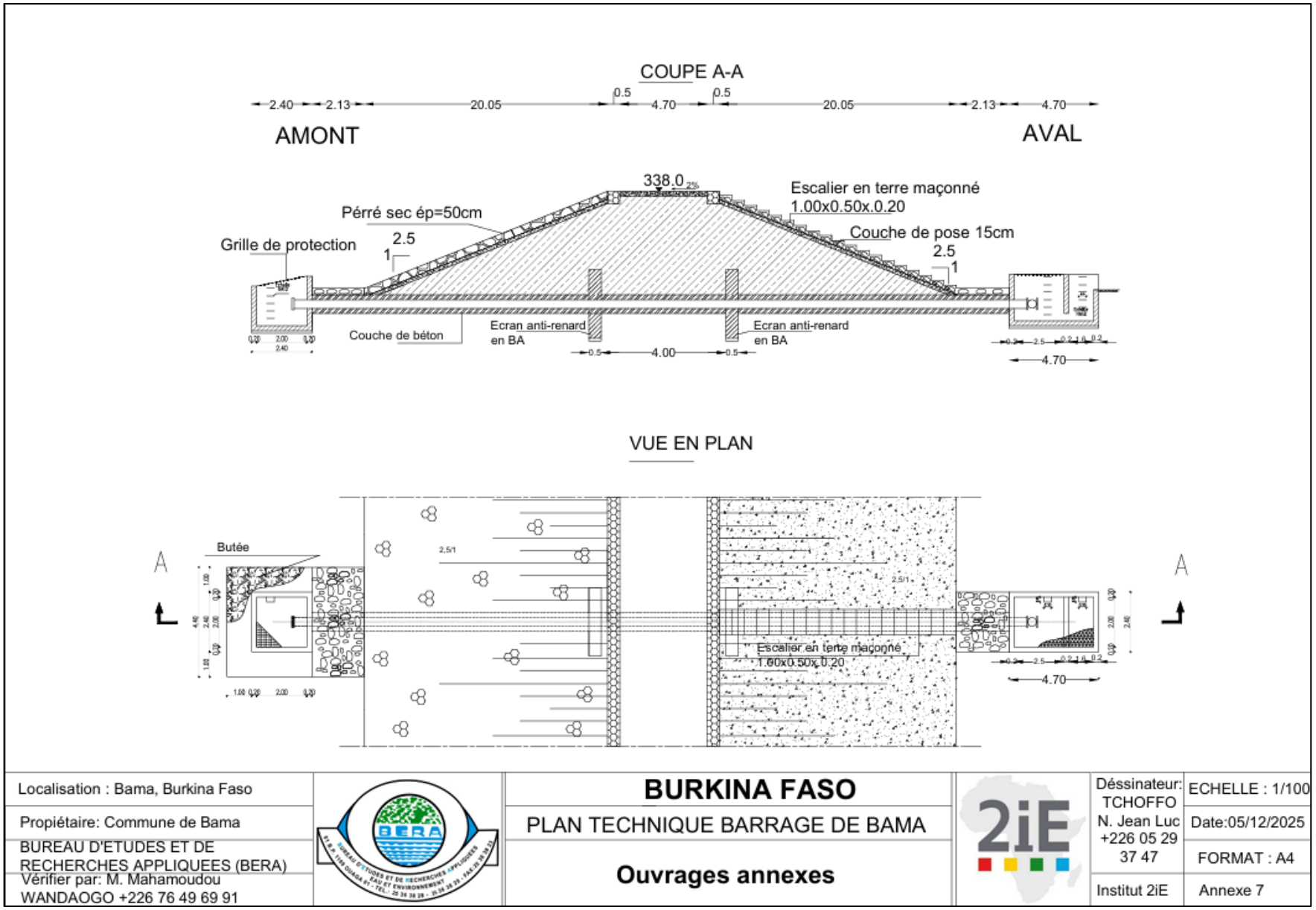
Mur

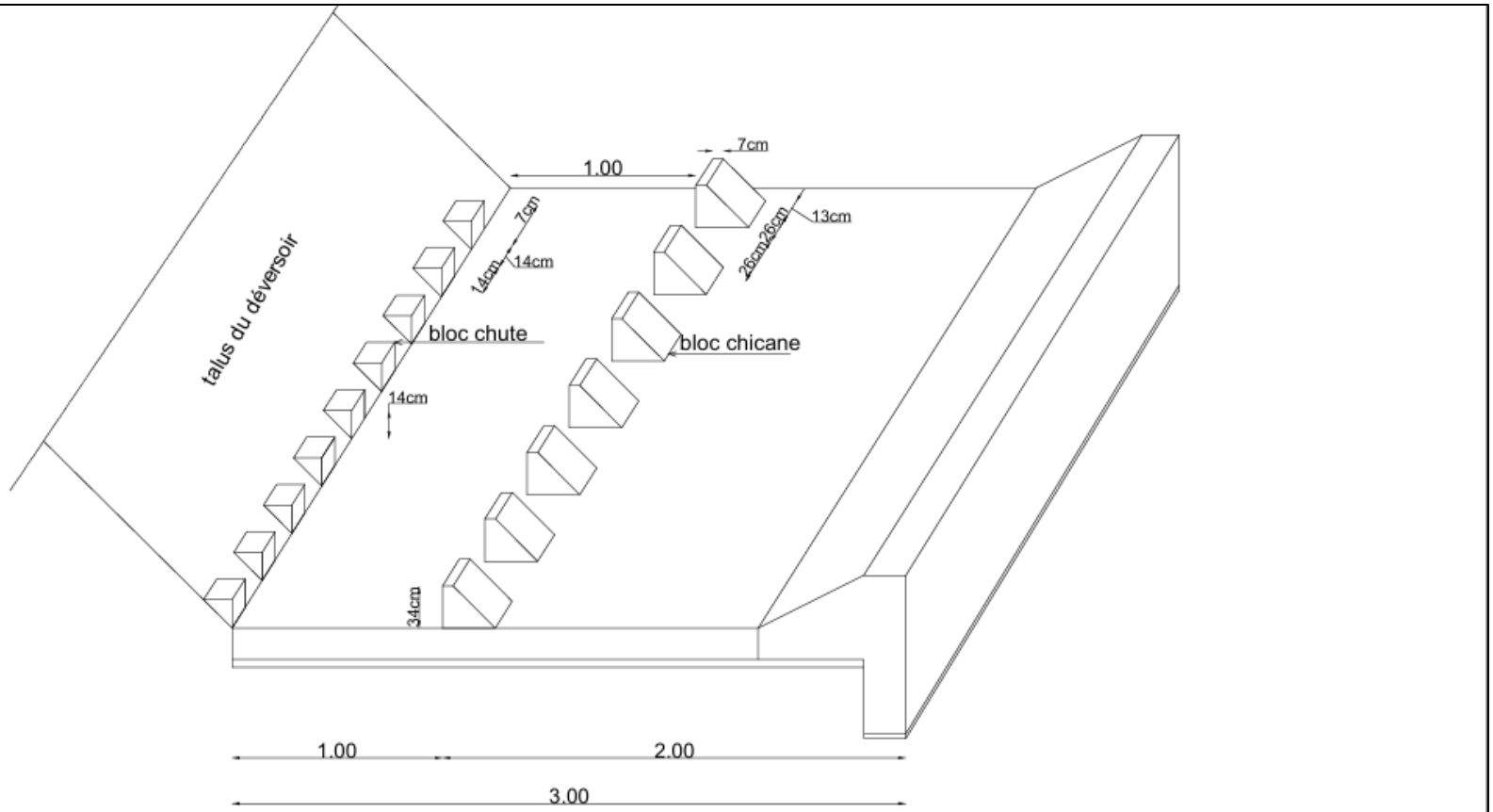
POSITION	ø mm	NBRE. PIÈCES	LONGUEUR m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf
1	12	41	8.10	15 795	332.26	0.89	295.00
2	12	33	9.86	986	325.38	0.89	288.88
3	10	41	8.12	796 16	333.03	0.62	205.32
4	12	33	9.86	986	325.38	0.89	288.88
5	20	2	9.86	986	19.72	2.47	48.63
6	12	41	4.81	13 455 13	197.13	0.89	175.02
7	12	20	9.86	986	197.20	0.89	175.08
8	12	41	4.81	13 455 13	197.13	0.89	175.02
9	12	20	9.86	986	197.20	0.89	175.08
10	12	41	1.27	30 97 45 62 30	52.07	0.89	46.23
11	10	41	1.37		56.18	0.62	34.84
				HA10	389.21	0.62	239.96
				HA12	1823.75	0.89	1619.19
				HA20	19.72	2.47	48.63
Fe E500				Poids total			1907.78
				Poids total avec chutes (10.00%)			2098.56

Projet: Murs bajoyers	Projet: Barrage_BAMA
Localisation:	Bama, Burkina Faso
Propriétaire:	Commune de BAMA
Ingénieur:	



Localisation : Bama, Burkina Faso	BERA	**BURKINA FASO**	2iE	Déssinateur: TCHOFFO N. Jean Luc +226 05 29 37 47	ECHELLE : 1/100
Propiétaire: Commune de Bama		PLAN TECHNIQUE BARRAGE DE BAMA			Date:05/12/2025
BUREAU D'ETUDES ET DE RECHERCHES APPLIQUEES (BERA)		**Vue en plan de l'évacuateur de crue**			FORMAT : A4
Vérifier par: M. Mahamoudou WANDAOGO +226 76 49 69 91				Institut 2iE	Annexe 7


COUPE A-A
2.40
2.13
20.05
0.5
4.70
0.5
20.05
2.13
4.70
AMONT
AVAL
338.0
Pérré sec ép=50cm
Grille de protection
2.5
1
Escalier en terre maçonné
1.00x0.50x.0.20
Couche de pose 15cm
2.5
1
Couche de béton
Ecran anti-renard
en BA
Ecran anti-renard
en BA
0.5
4.00
0.5
4.70
VUE EN PLAN
A
A
Butée
2,5/1
2,5/1
Escalier en terre maçonné
1.00x0.50x.0.20
4.70
Localisation : Bama, Burkina Faso
Propiétaire: Commune de Bama
BUREAU D'ETUDES ET DE RECHERCHES APPLIQUEES (BERA)
Vérifier par: M. Mahamoudou WANDAOGO +226 76 49 69 91
BERA
BURKINA FASO
PLAN TECHNIQUE BARRAGE DE BAMA
Ouvrages annexes
2iE
Déssinateur: TCHOFFO N. Jean Luc +226 05 29 37 47
Institut 2iE
ECHELLE : 1/100
Date:05/12/2025
FORMAT : A4
Annexe 7



Localisation : Bama, Burkina Faso		**BURKINA FASO**		Déssinateur: TCHOFFO N. Jean Luc +226 05 29 37 47	ECHELLE : 1/100
Propiétaire: Commune de Bama		PLAN TECHNIQUE BARRAGE DE BAMA			Date:05/12/2025
BUREAU D'ETUDES ET DE RECHERCHES APPLIQUEES (BERA)		**Bassin de dissipation**			FORMAT : A4
Vérifier par: M. Mahamoudou WANDAOGO +226 76 49 69 91				Institut 2iE	Annexe 7