



Etudes techniques pour la réhabilitation d'un barrage avec possibilité d'installation de microcentrale hydro-électrique : Cas du Barrage de Kobré, Province du Koulpélogo, Région Centre-Est (Burkina Faso).

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

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par :

Christian Dorian BOUA (2017 0400)

Directeur de Mémoire : Moussa LO, Enseignant GCH, 2iE

Maître de Stage : Nadine Sugri-Nooma YAOLIRE, Ingénieur du Génie Rural, DGIH

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

Jury d'évaluation du Mémoire :

Président du Jury :

Membres et Correcteurs :

Promotion [2019/2020]

DEDICACE

Je dédie ce document à :

- ✚ *Mon père, Casimir BOUA OHOUO pour son soutien infaillible à tout égard et ses encouragements demeurant dans mon cœur ;***
- ✚ *A ma mère, Amino Martine DOFFOU, pour son soutien, ses conseils et prières ;***
- ✚ *A ma seconde mère Fatoumata CAMARA pour ses bénédictions et soutien ;***
- ✚ *A mes frères et sœurs que j'aime de tout mon cœur ;***
- ✚ *A toute ma famille maternelle et paternelle ;***

A toutes mes amis et connaissances qui nous ont soutenus tout au long de nos études.

REMERCIEMENTS

Quelques soient les vents et marrées, le bienfait fait et l'altruisme ne se perdra. C'est dans cette quintessence nous adressons nos remerciements à :

- ✚ L'ensemble du corps professoral et administratif de 2iE, particulièrement à tous ceux qui ont contribué à ma formation ;
- ✚ Mon Directeur de mémoire, Monsieur Moussa LO, Enseignant au Département Génie Civil et Hydraulique (GCH) pour sa disponibilité, son assistance et ses conseils tout au long du processus d'élaboration de ce rapport ;
- ✚ Monsieur le Directeur Général des Infrastructures Hydrauliques pour l'opportunité de stage qu'il a bien voulu nous accorder et mettre à notre disposition les moyens nécessaires pour la réussite du stage ;
- ✚ Monsieur Martin TANGA, chef de service suivi et exploitation à la DGIH pour sa disponibilité, ses conseils et l'appui technique à notre égard durant le stage ;
- ✚ Notre maître de stage, Madame Nadine Sugri-Nooma YAOLIRE, pour son dévouement au travail, son encadrement sans faille tout au long du stage ;
- ✚ Monsieur Aley SAOUTO, pour sa disponibilité et son appui technique tout au long de notre stage.
- ✚ Tout le personnel de la DGIH pour l'accueil et surtout leur ouverture qui a facilité notre intégration durant le stage ;
- ✚ Tous ceux ou celles qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ma formation.

RESUME

Dans la dynamique de contribuer à l'atteinte de ces objectifs de développement dans le secteur de l'eau, l'Etat à travers la Direction Général des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) mène des activités de mobilisation d'eau de surface avec la construction et réhabilitation des grands et petits barrages sur le territoire national. En dehors des grands barrages consacrés à la production d'énergie, de petites centrales hydro-électriques peuvent aussi être intégrées aux projets de construction et de réhabilitation des petits barrages pour l'électrification en zone rurale mais aussi pour l'irrigation au niveau des périmètres aménagés. Le barrage de Kobré est l'un des sites retenus pour les études commanditées par la DGIH dans ce cadre. Ce travail vise donc à faire une proposition technique afin de la comparer avec celle du bureau d'étude retenu pour le choix de l'option optimal. Afin de mener à bien ce travail nous avons d'abord procéder à une étude de diagnostic, études topographiques et géotechniques, hydrologiques et terminer par le dimensionnement des ouvrages. Comme résultat au niveau du diagnostic, nous avons eu à constater que certains ouvrages comme la digue, le chenal et le déversoir étaient détruit d'où une nécessité d'être réhabilités ; cette étude a permis donc de proposer un nouvel axe en aval de l'ancienne, ce qui donne une capacité de 1 249 267 m³. Pour des apports liquides annuels du bassin estimé à 1 476 348 m³, permettant de satisfaire les besoins en eau des populations et de l'irrigation estimés à 581 904 m³ pour un aménagement de 15ha. Nous avons opté pour une digue homogène en remblai argileux longue de 1059 m et muni d'un drain horizontal. L'évacuateur de crue est composé d'un déversoir poids en position central de 30 m de long. Ce barrage réhabilité possèdera également à l'aval une microcentrale dont la puissance électrique est estimée à 110,21 KWh/jr. Les besoins à l'horizon du projet (2050) étant estimés à 386,57 KWh/jr on a un taux de couverture électrique de 28,51%. Le cout global approximatif s'élève à *neuf cent soixante-quatorze millions cinq cent quatre-seize mille quatre cent cinquante-cinq (974 596 465) francs CFA (TTC)*, prenant en compte le plan de gestion environnemental et social des impacts.

Mots Clés :

-
- 1 – Déversoir poids**
 - 2 – Diagnostic**
 - 3 - Digue homogène**
 - 4 - Kobré**
 - 5 – Réhabilitation**
 - 6 - Hydroélectricité**

ABSTRACT

The National Water Development Program (PNAH) aims to contribute to the fight against poverty and energy deficit in Burkina Faso. The aim of this work was to study the reconstruction of the Kobré dam following the rupture of the spillway and the degradation of the dike in 2010, But in view of the major energy challenge in recent years that Burkina Faso has been facing, we thought it wise to set up a hydroelectric system to evaluate its performance.

To achieve this objective, we proposed a site for the reconstruction of the dam. Next, we proposed a design and sizing of the dike, floodway and associated works, and then dimensioning a micro central.

As a result, the new dam will have a capacity of 1,079,791 m³. Annual contributions from the basin are estimated at 1,249,267m³, enough to fill the dam and meet the different needs per season estimated at 581,904 m³. The dike is homogeneous in clay fill 1059 m long and equipped with a horizontal drain. The spillway consists of a central weight spillway 30 m long. It is possible to install 15 ha per campaign. This dam also has downstream agricultural plots with an electricity capacity of 110.21 kWh/jr and the project's expected requirements (2050) estimated at 386.57 kWh/jr, or an electricity coverage rate of 29.5%. A committee has been proposed for a better management of infrastructures whose overall approximate cost is estimated as nine hundred and seventy-four million five hundred and sixteen thousand four hundred and fifty-five (974,596,465) CFA francs (including taxes), taking into account the environmental and social impact management plan.

Keywords:

1 – Weir weight

2 – Diagnosis

3 - Homogeneous dyke

4 - Kobre

5 – Rehabilitation

6 - Hydroelectricity

FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE KOBRE

Désignation	Unité	Valeur
I. GENERALITES ET HYDROLOGIE		
I.1. LOCALISATION DU BARRAGE		
Longitude	0° 3' 1,34'' E / 178 292 m (UTM)	
Latitude	11° 35' 6,86''N / 1 282 355 m (UTM)	
Village	Kobré	
Commune	Dourtenga	
Province	Koulpélogo	
Région	Centre – Est	
Distance par rapport à Ouagadougou	235 km	
I.2. BASSIN VERSANT		
Superficie	km ²	9,02
Périmètre	km	14,85
Pente longitudinale	m/km	8,65
Indice global de pente	m/km	5,81
Longueur du cours d'eau principal	km	4,5
I.3. PLUVIOMETRIE		
Régime climatique	Zone tropicale sèche	
Pluie moyenne annuelle	mm	789,06
Pluie quinquennale sèche	mm	687,21
Pluie décennale sèche	mm	626,09
I.4. CRUES ET APPORTS		
Débit décennal	m ³ /s	23,69
Débit centennal (crue du projet)	m ³ /s	57
Apports liquides annuel	m ³	1 476 348
Apports liquides quinquennal sèche	m ³	718 422
Apports liquides décennal sèche	m ³	615 555,4
II. CARACTERISTIQUES DE LA RETENUE ET DES OUVRAGES		
II.1. RETENUE		
Volume de la retenue au plan d'eau normal (PEN)	m ³	1 249 267
Surface au PEN	ha	52,71
Surface au plan des hautes eaux (PHE)	ha	70,3
II.2. DIGUE		
Type et matériaux	Homogène en remblai argileux	
Longueur (y compris déversoir)	m	1 089,29
Côte de la crête	m	290,95
Hauteur maximale (sans couche de protection)	m	7,50
Largeur en crête	m	4,20
Pente des talus amont et aval	-	1V/2H
Protection talus amont	Perré maçonné	
Protection talus aval	Perré sec	
Protection de la crête	Couronnement latéritique de 20 cm	

II.3. TRANCHEE D'ENCRAGE		
Largeur au fond	m	3,50
Profondeur maximale de la prétranchée	m	5,50
Profondeur maximale de la tranchée manuelle	m	1,50
Désignation	Unité	Valeur
Largeur de la tranchée manuelle	m	1,00
Pente des talus de la prétranchée	-	3V/1H
II.4. DEVERSOIR		
Type	Poids en béton	
Forme	Trapézoïdale	
Position	Centrale	
Longueur du seuil	m	30
Côte de calage	m	289,00
Largeur en crête	m	1,00
Angle du talus aval	°	60
Hauteur libre maximale	m	5,00
II.5. BASSIN DE DISSIPATION		
Type	A ressaut type II (USBR)	
Longueur	m	5,20
Profondeur	m	1,00
Dissipateur d'énergie	Blocs de chute et blocs chicanes	
Protection aval	Cage de gabion et enrochement	
II.6. OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE		
Type	Conduite enterrée	
Position	Rive droite	
Commande	Vanne aval	
Nature de la conduite	Fonte	
Nombre	Unité	01
Côte de calage	m	284,65
Diamètre nominal (DN)	mm	300
III. PERMIETRE AGRICOLE		
Superficie aménageable	ha	15
Débit d'équipement	l/s/ha	3,06
Type d'irrigation	Gravitaire	
Position	Aval rive droite	
Durée de la campagne agricole	06 mois (Novembre – Avril)	
IV. MCROCENTRALE		
Turbine (vitesse de rotation spécifique)	Tr/min	49,85
Production électrique journalière	KWh	114
Rendement	%	29,5

SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
CIEH	: Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
DGIH	: Direction Général des Infrastructures Hydrauliques
ETM	: Evapotranspiration Maximale
ETP	: Evapotranspiration Potentielle
FAO	: Food and Agriculture Organization of the United Nations
GPS	: Global Positioning System
IC	: Intervalle de Confiance
K_G	: Coefficient de GRAVELUS ou Indice de compacité
MEA	: Ministère de l'Eau et de l'Assainissement
NIES	: Notice d'Impact Environnemental et Social
ORSTOM	: Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
PCD	: Plan Communal de Développement
PEN	: Plan d'Eau Normal
PGES	: Plan de Gestion Environnementale et Sociale
PHE	: Plan de Hautes Eaux

SOMMAIRE

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE KOBRE	v
SIGLES ET ABREVIATIONS	vii
SOMMAIRE	1
LISTE DES TABLEAUX.....	3
LISTE DES FIGURES.....	4
INTRODUCTION.....	5
I. OBJECTIFS DE L'ETUDE	6
I.1. Objectif général.....	6
I.2. Objectif spécifique	6
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL	7
III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	9
III.1. Situation géographique.....	9
III.2. Caractéristiques physiques et naturelles.....	9
III.2.1. Reliefs, géologie et géomorphologie.....	9
III.2.2. Le climat, la végétation et sols	10
III.2.3. Hydrographie.....	11
III.3. Situation démographique.....	11
IV. MATERIELS ET METHODES	12
IV.1. Matériels.....	12
IV.2. Méthodes	13
IV.2.1. Etudes diagnostiques.....	13
IV.2.2. Etudes topographiques et géotechniques	13

IV.2.3. Etudes hydrologiques	13
IV.2.4. Conception et dimensionnement du barrage	27
IV.2.5. Etude de la microcentrale hydro-électricité	33
V. RESULTATS ET DISCUSSIONS	36
V.1. Etude diagnostique	36
V.1.1. Historique du barrage de Kobré	36
V.1.2. Etat actuel du barrage	36
V.1.3. Etude géotechnique et géophysique	38
V.2. Choix du site du nouveau barrage	39
V.3. Etude topographique.....	40
V.4. Etudes hydrologiques	41
V.4.1. Résultats de l'analyse fréquentielle	42
V.4.2. Etude hydrologique	42
V.4.3. Etude de la cuvette.....	45
V.4.4. Apports liquides du bassin versant	46
V.5. Conception et dimensionnement des ouvrages	48
V.5.1. La digue	48
V.5.2. L'évacuateur de crue	49
V.5.3. Bassin de dissipation et chenal d'évacuation	50
V.5.4. Murs bajoyers	51
V.5.5. L'ouvrage de prise et de vidange	51
V.6. Etude de capacité hydroélectrique.....	52
V.6.1. Les ouvrages hydrauliques de la microcentrale	52
V.7. Impact environnemental et social du projet	54
V.7.1. Analyse de l'état initial du site	54
V.7.2. Indentification des impacts.....	55
V.7.3. Plan de gestion environnemental et social	56
CONCLUSION ET RECOMMANDATION	57
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES	58
ANNEXES	60

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1: Classe de bassin en fonction de sa taille.....	14
TABLEAU 2 :Classes de bassins en fonction de la pente	15
TABLEAU 3: Calcul de Kr10 (%) en fonction de la géologie et de la précipitation annuelle	19
TABLEAU 4:Paramètres de calcul de la crue décennale selon la méthode CIEH	21
TABLEAU 5: Formules de calcul de la dégradation spécifique.....	24
TABLEAU 6: Production moyenne annuelle (en tonnes) de céréales de Kobré	26
TABLEAU 7: Effectif du cheptel en 2017 de la zone du projet	26
TABLEAU 8: Fruit indicatif des talus des barrages stables	29
TABLEAU 9: Calcul de l'infiltration dans la digue.....	30
TABLEAU 10: Caractéristiques des turbines	34
TABLEAU 11: Analyse des options pour le choix du site du barrage	39
TABLEAU 12: Caractéristiques des échantillons de pluie	41
TABLEAU 13: Synthèse des résultats de l'analyse fréquentielle.....	42
TABLEAU 14: Synthèse des caractéristiques du bassin versant	43
TABLEAU 15: Résultats de calcul de la crue décennale.....	44
TABLEAU 16: Synthèse des résultats de la crue du projet	45
TABLEAU 17: Apports liquides du bassin versant	45
TABLEAU 18: Synthèse des pertes infiltration et évaporation	46
TABLEAU 19: Evaluation des dépôts solides	46
TABLEAU 20: Apports liquides du bassin versant	46
TABLEAU 21: Synthèse des résultats de la digue.....	48
TABLEAU 22: Synthèse des résultats de calcul du déversoir	49
TABLEAU 23:Caractéristiques du bassin de dissipation	50
TABLEAU 24: Synthèse de dimensionnement du mur bajoyer	51
TABLEAU 25: Caractéristiques du canal d'aménée	52
TABLEAU 26: Caractéristiques de la conduite forcée	53
TABLEAU 27: Puissances et rendements.....	54

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de la DGIH	8
Figure 2 : Localisation de la commune de Dourtenga.....	9
Figure 3: Géomorphologie de la commune de Dourtenga	10
Figure 4 : Courbe hauteur – volume.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 5 :Topographie de la cuvette du barrage de Kobré	41
Figure 6: Bassin versant du barrage de Kobré	43
Figure 7 : Simulation de l'installation de la retenue.....	50

INTRODUCTION

L'Énergie est un problème économique, environnemental et de développement mondial auquel de nombreux pays font face et essayent de trouver une solution. Le Burkina Faso dont les taux d'électrification au niveau national, urbain et rural se situaient respectivement à 20,62%, 65,84% et 3,24% au 31 décembre 2017 [1] n'en fait pas exception. Au regard du faible taux d'accès à l'énergie au niveau national et particulièrement en milieu rural, le Burkina Faso se place en queue de peloton par rapport à ses voisins d'Afrique Subsaharienne. Ces chiffres témoignent d'un immense déséquilibre entre les besoins des citoyens et l'offre de la Société Nationale d'électricité (SONABEL), seule habilitée à la production et distribution de l'énergie au Burkina Faso ; d'où la nécessité de recourir à des sources d'énergie, surtout propre et renouvelable. L'hydro-électricité en est une et représente déjà environ 16% de la production d'énergie au niveau Mondial et le potentiel au Burkina est estimé à près de 1000Gwh/an pour une demande tendant vers 24000Gwh/an pour les besoins domestiques et 50Twh/an [2] pour les besoins industriels à l'horizon 2050

Cependant si l'hydroélectricité est un critère de développement, assurer la pérennité des ouvrages hydrauliques source d'activités connexes de développement et de production de cette énergie est aussi important. Dans la dynamique donc de contribuer à l'atteinte de ces objectifs de développement dans le secteur de l'eau, l'Etat à travers la Direction Général des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) mène des activités de mobilisation d'eau de surface avec la construction et réhabilitation des grands et petits barrages sur le territoire national. En dehors des grands barrages consacrés à la production d'énergie, de petites centrales hydro-électriques peuvent aussi être intégrées aux projets de construction et de réhabilitation des petits barrages pour l'électrification en zone rurale mais aussi pour l'irrigation au niveau des périmètres aménagés. Notre thème est donc un cas d'école pour une proposition technique de réhabilitation et de possibilité d'installation de microcentrale pour la production d'énergie à petite échelle dans le village de Kobré. D'où l'élaboration de ce présent document s'articule autour des points suivants :

- I- La présentation de la zone d'étude suivie du matériel et de la méthodologie adoptée pour le dimensionnement de la microcentrale
- II- Le dimensionnement du barrage et de la microcentrale
- III- Les résultats et discussions des points abordés dans l'étude

I. OBJECTIFS DE L'ETUDE

I.1. Objectif général

L'objectif principal que nous nous sommes fixés est de proposer une étude technique pour la réhabilitation du barrage de Kobré munie de microcentrale hydroélectrique dans la commune de Dourtenga, région Centre-Est.

I.2. Objectif spécifique

De façon spécifique, il s'agit de :

- ✓ Faire l'état des lieux du fonctionnement du barrage existant ;
- ✓ Faire une proposition technique pour la réhabilitation du barrage ;
- ✓ Évaluer le potentiel hydro-électrique et faire une proposition technique pour l'installation de la microcentrale ;
- ✓ Évaluer le coût du projet.

Les différents objectifs élaborés ci-dessus, nous ont permis de structurer notre travail qui s'articule autour des points suivants :

- I- La présentation de la zone d'étude suivie du matériel et de la méthodologie adoptée pour le dimensionnement de la microcentrale
- II- Le dimensionnement du barrage et de la microcentrale suivie d'une EIES et de l'évaluation du cout du projet
- III- Les résultats et discussions des points abordés dans l'étude

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

Dans le cadre de ce stage de fin de cycle master, nous avons été reçus par la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH). C'est une direction centrale du Ministère de l'Eau et de l'assainissement dont les attributions, l'organisation et le fonctionnement sont régis par arrêté ministériel, notamment l'Arrêté n°2016/0063/MEA/CAB du 10 Août 2016.

La DGIH a pour principale mission, l'élaboration et le suivi de la mise en œuvre des politiques et stratégies nationales dans les domaines des infrastructures hydrauliques. Elle comprend deux directions techniques que sont :

- ✓ La Direction des Etudes et des Travaux (DET) ;
- ✓ La Direction des Opérations de Maintenance des Ouvrages Hydrauliques (DMOH).

La DGIH comporte en outre des structures d'appui composées d'un Secrétariat de Direction, un Service Administratif et Financier et une Cellule d'Assistance (Figure 1). Elle assure également la tutelle technique des projets/programmes de développement suivants :

- Projet de restauration, de protection et de valorisation du Lac Bam (PRPV/LB) ;
- Programme de développement intégré de la vallée de Samendéni (PDIS) ;
- Projet de réhabilitation de barrages et d'aménagement de périmètres irrigués et de bas-fonds dans les provinces du Boulkiemdé, du Ziro, du Sanguié et des Balés (PRBA) ;
- Projet de mobilisation et de valorisation des eaux de surface dans la région du Plateau Central (PMVEC) ;

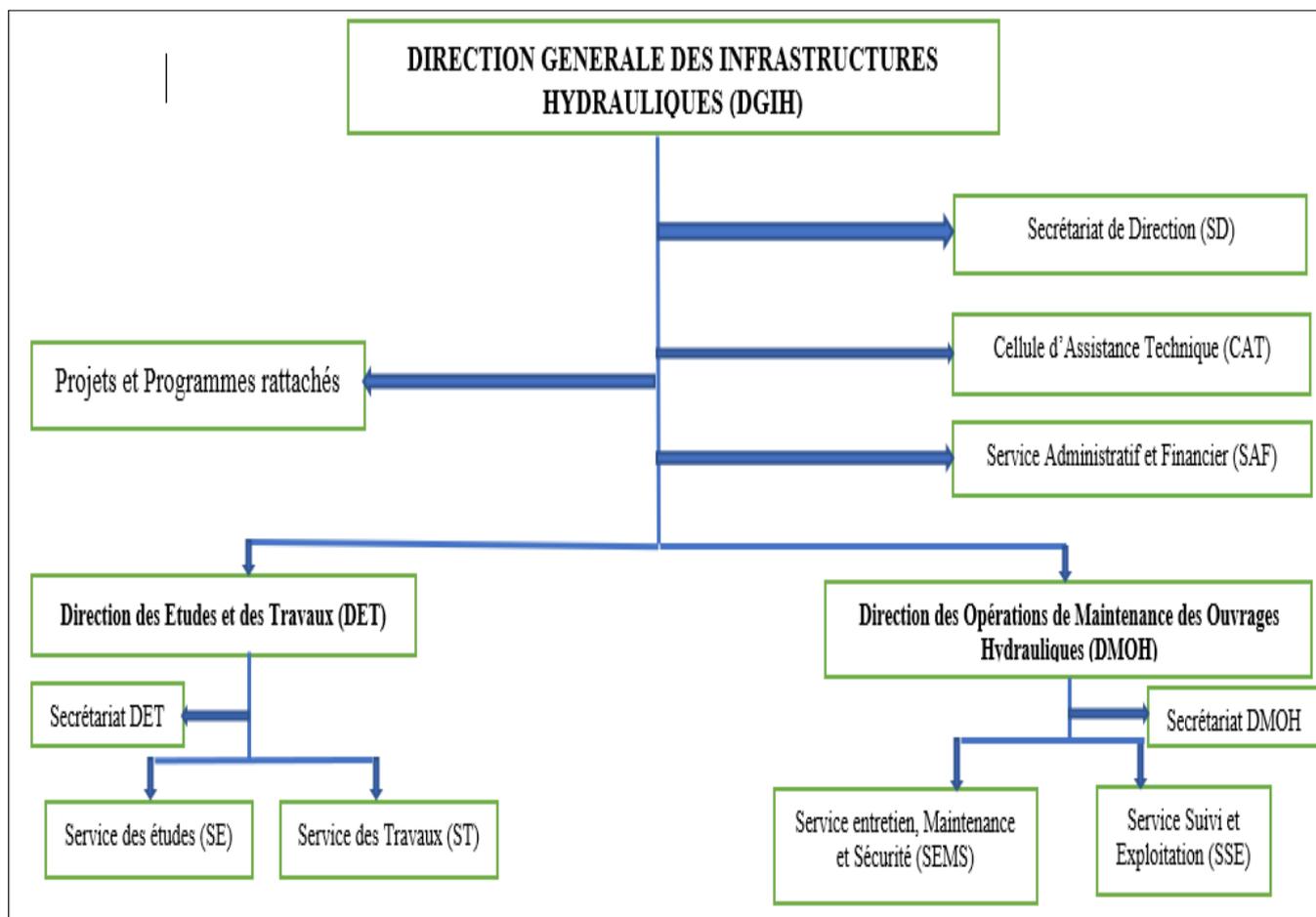


Figure 1 : Organigramme de la DGIH

III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

III.1. Situation géographique

La commune de Dourtenga est accessible par la route nationale n° 16 situé à environ 231 km de Ouagadougou. Elle est l'une des huit (08) communes que compte la province du Koulpélogo. Elle fait frontière avec quatre (04) communes toutes de la province du Sanmatenga (Figure 2).

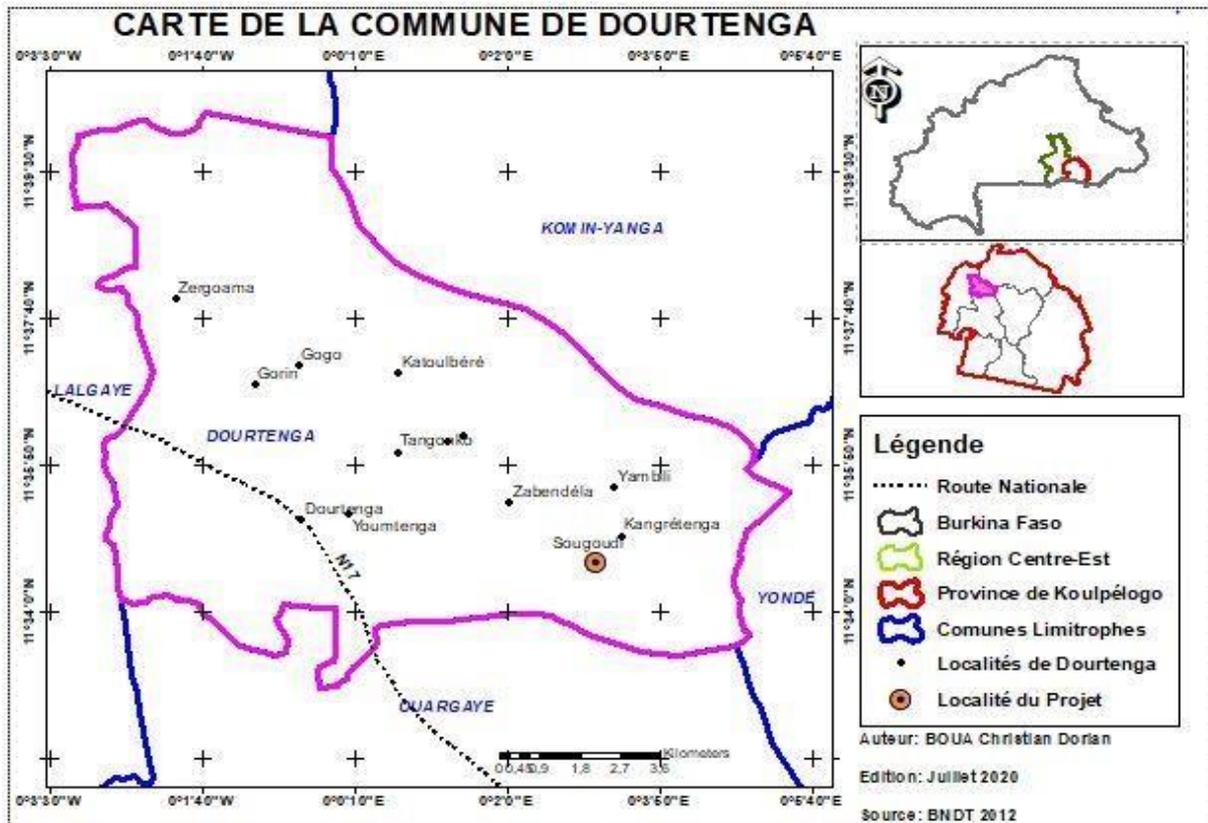


Figure 2 : Localisation de la commune de Dourtenga

III.2. Caractéristiques physiques et naturelles

III.2.1. Reliefs, géologie et géomorphologie

La géologie de la commune est essentiellement constituée de socle à l'image de celle de la région du Centre-Est. Le relief est assez plat et peu accidenté avec de petites élévations. On y retrouve des glacis des milieux cuirassés et quelquefois des milieux granitiques. C'est donc une zone à prédominance de plaine composée de trois ensembles à savoir les plateaux, les

plaines et les zones de bas fond [3]. La morphologie du relief est marquée par un vaste plateau dans son ensemble comme le montre la Figure 3.

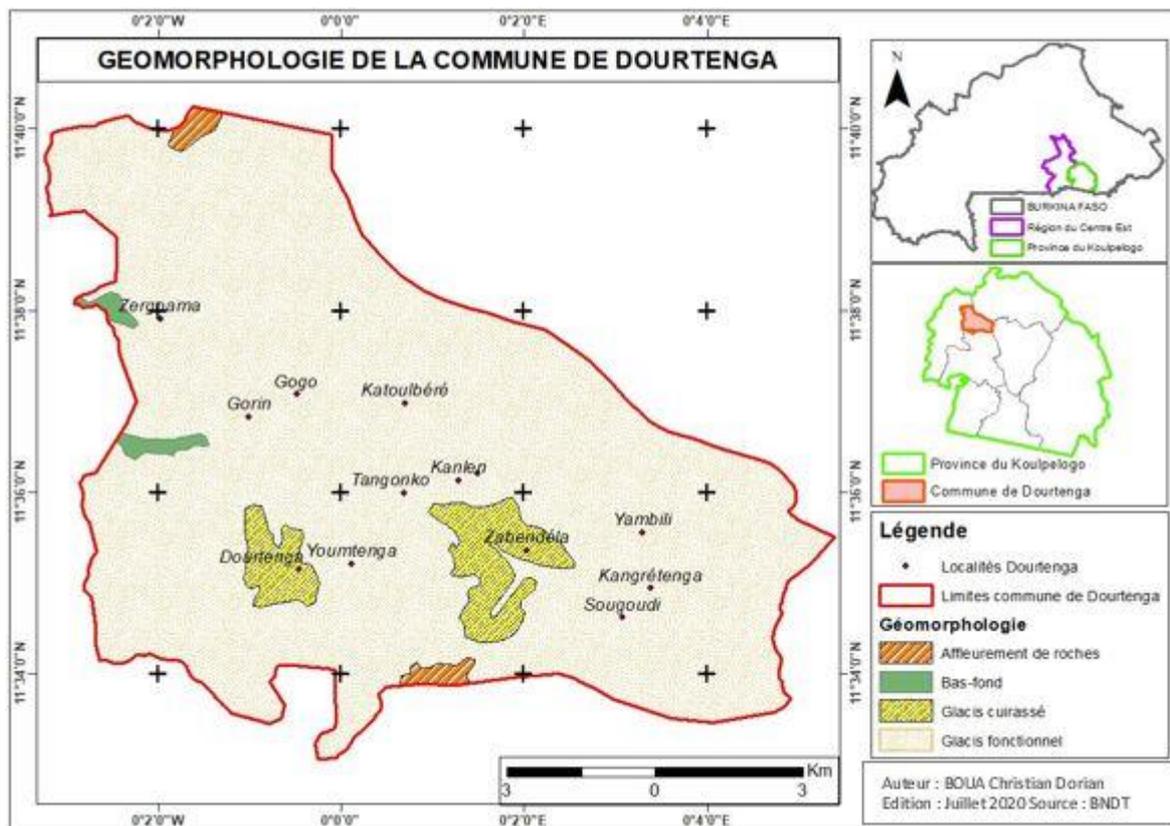


Figure 3: Géomorphologie de la commune de Dourtenga

III.2.2. Le climat, la végétation et sols

🌍 Climat

La région appartient au domaine agroclimatique soudano-nord. La température moyenne annuelle est de 28°C et oscille entre un minimum de 22°C et un maximum de 32°C. L'insolation est moyenne : 7 à 8 h/jour. L'humidité de l'air est faible à moyenne. La pluviométrie annuelle se situe entre 750 et 1300 mm/an [4]. Ce climat soudano-sahélien qui est caractérisé dans le Koulpélogo par une saison pluvieuse relativement courte de mai à septembre et une longue saison sèche d'octobre à avril. La région jouit d'une bonne pluviométrie et compte ainsi, parmi les zones les mieux arrosées du Burkina Faso. La combinaison de cette bonne pluviométrie et de sols est favorable à l'intensification et à la diversification des activités agro-pastorales.

🌍 Végétation

La végétation du site de Kobré se compose essentiellement d'espèces arborées et arbustives : Mangifera indica, Parkia biglobosa, Ficus gnaphalocarpa, Sclerocarya birrea. La végétation est de type arboré avec un tapis herbacé relativement peu développé favorisant ainsi un élevage marqué par la transhumance [4]. Quant à la faune aquatique, la région dispose d'un important potentiel en ressources halieutiques du fait de l'importance des plans d'eau, en particulier le barrage hydro agricole et hydroélectrique de Bagré, le plus grand plan d'eau du pays.

Sols

Sur le plan pédologique, on rencontre cinq types de sol (Figure 3) regroupés principalement en trois grands groupes que sont (i) les sols lessivés ou appauvris constitués de matériaux sableux en association avec des sols gravillonnaires issus des roches basiques lessivées ayant de faibles aptitudes agronomiques ; (ii) les sols bruns eutrophes de type argileux-sableux en association à des vertisols et présentent des aptitudes agronomiques intéressantes et enfin (iii) les sols d'érosion constitués de matériaux argileux sableux et présentent de bonnes aptitudes agronomiques.

III.2.3. Hydrographie

Le réseau hydrographique est caractérisé par de nombreux cours d'eau qui se jettent dans la Nouhao et le Koulpélogo qui veut dire « rivière à l'eau blanche » en langue locale et qui a donné son nom à la province [5].

Dourtenga est située dans un bas fond ce qui lui offre l'avantage d'abriter de nombreux marigots mais qui s'assèchent très vite dès la fin de l'hivernage sous l'effet de l'importance de l'évaporation.

III.3. Situation démographique

Effectif de la population

La population de la commune de Dourtenga était estimée à 9 517 habitants selon le RGPH 2006 et représentait 4% de la population provinciale et 1% de la population régionale. La répartition par sexe, les femmes représentent 52,74% de la population totale avec 5020 femmes et les hommes représentent 47,25% avec 4497 hommes. La densité moyenne de la population au niveau de la Commune est de 84,39 habitants au Km². L'effectif de la population bénéficiaire est estimé à 3 500 et 8990 [6] personnes respectivement en 2019 et 2050.

Migration de la population

Au niveau des villages de Kobré, il n'existe pas de statistiques officielles sur la migration malgré l'importance du phénomène dans la zone. Les échanges avec la population ont montré que les villages font face à un exode de plus en plus important des jeunes (filles comme garçons) qui vont chaque année à la fin de la saison des pluies dans les centres urbains (Ouagadougou, Fada N'Gourma, Tenkodogo) à la recherche d'emplois saisonniers (travaux domestiques, aide maçon, etc.). L'insuffisance des terres cultivables et les besoins de plus en plus croissants des familles poussent les jeunes y compris les élèves (pendant les vacances scolaires) à la recherche d'emplois saisonniers. Par ailleurs la situation de zone frontalière avec le Togo et le Ghana prédispose aujourd'hui les jeunes à la migration internationale. Outre ces deux pays, les jeunes des villages de Kobré vont également de plus en plus vers la Côte d'Ivoire, le Mali et la Guinée Conakry à la recherche d'emplois rémunérateurs. Les motifs de ces déplacements selon les populations sont entre autres, le manque de moyens pouvant permettre aux jeunes de s'installer à leur compte, le manque d'activités de contre saison. Par ailleurs, on note des mouvements saisonniers d'éleveurs de la commune qui vont en transhumance avec leurs troupeaux d'animaux en saison sèche vers le Togo et le Ghana, en quête de pâturage et de point d'eau pour l'abreuvement du bétail.

IV. MATÉRIELS ET MÉTHODES

IV.1. Matériels

Tout au long du travail, un ensemble d'outils a été utilisé. Il s'agit entre autres de :

- Un GPS pour la prise des coordonnées géographiques ;
- HyfranPlus : pour l'analyse fréquentielles des pluies ;
- AutoCAD 2016 : pour les différents dessins ;
- CYPE 2014 : pour dimensionner les murs bajoyer ;
- GéoSlope 2012 : pour vérifier la stabilité des pentes des talus ;
- ArcGIS 10.3 : pour délimiter le bassin versant et éditer les différentes cartes ;
- CLIMWAT 2.0 for CROPWAT : pour la détermination des coefficients culturaux ;
- Le pack office pour le calcul et la rédaction du rapport ;
- Des données pluviométriques de la station de Koupéla ;
- Des données d'évaporation bac A de la station synoptique de Fada N'Gourma ;
- L'image satellitaire (Model Numérique de Terrain) de la zone du projet.

IV.2. Méthodes

La méthodologie utilisée pour conduire l'étude a consisté d'abord à la recherche documentaire sur les caractéristiques initiales suivies du diagnostic du fonctionnement des différentes parties du barrage. La suite a consisté à la réalisation des études de base pour le redimensionnement des ouvrages ainsi que la proposition de plan de suivi et de gestion du barrage et, enfin, une évaluation du potentiel hydroélectrique pour le dimensionnement technique d'une microcentrale.

IV.2.1. Etudes diagnostiques

Cette partie a fait l'objet d'une recherche documentaire sur l'ouvrage et une visite terrain. Cette dernière nous a permis non seulement d'identifier et de décrire les dégradations et anomalies constatées sur les ouvrages du barrage, mais aussi et surtout de déterminer les différentes causes probables et conséquences de ces dégradations.

IV.2.2. Etudes topographiques et géotechniques

Le plan topographique réalisé à l'échelle 1/2500^{ème} fait ressortir l'emplacement des bornes repères, les courbes de niveau sur une emprise d'environ 150 ha. Ces données ont servi à l'étude de l'emplacement de la digue, la cuvette ainsi que le calage des côtes des ouvrages.

Les investigations géotechniques ont été menées par le bureau d'études Laboratoire des Sols et Bétons (LSB-IC). Cette investigation a fourni les informations géotechniques sur les matériaux, la cuvette et le sol de fondation de la digue. Ces données ont été essentielles pour la conception et le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes.

IV.2.3. Etudes hydrologiques

IV.2.3.1. Caractérisation du bassin versant

Le bassin versant topographique en une section d'un cours d'eau se définit comme étant la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section appelé exutoire. Il est entièrement caractérisé par cet exutoire, à partir duquel ces limites peuvent être déterminées. Les outils du système d'information géographique ont permis, à partir de modèles numériques de terrains téléchargés sur le site de NASA, de déterminer les limites du bassin versant ainsi que le calcul des paramètres morphologiques comme le périmètre et la surface. Suivant la taille du bassin versant, on distingue quatre classes [7] définies par Rodier dans bulletin 54 de la FAO.

TABLEAU 1: Classe de bassin en fonction de sa taille

Classe de bassin versant		Superficie (S) du bassin versant
Classe 1	Très petits bassins versants	S < quelques ha
Classe 2	Petits bassins versants	2 < S < 40 km ²
Classe 3	Bassins versants moyen	40 < S < 1000 km ²
Classe 4	Grands bassins versant	S > 1000 km ²

✚ Indice de compacité K_G

Le coefficient de Gravelius ou coefficient de forme, est calculé par la formule suivante :

$K_G = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ P [km]: le périmètre du bassin versant ✓ S [km²] : la surface du bassin versant
Si		<ul style="list-style-type: none"> ✓ $K_G = 1$: Bassin versant circulaire ✓ $1 < K_G < 1,3$: Bassin versant compact ✓ $K_G > 1,3$: Bassin versant allonger

✚ Longueur du rectangle équivalent

C'est la longueur qu'aurait un rectangle de même dimensions (Surface et de Périmètre) que le bassin versant. Elle est calculée par la formule suivante :

$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ P : le périmètre du bassin versant [km] ; ✓ S : la surface du bassin versant [km²] ; ✓ L : la longueur du rectangle équivalent [km]
--------------------------------------	------	--

✚ Pente longitudinale

- Pente longitudinale du Bassin versant

Elle a été calculée suivant la formule simplifiée de GRESILLON.

$$I_{(BV)} = \frac{26}{\sqrt{S}} \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} \checkmark I_{BV} : \text{la pente longitudinale du bassin [m/km]} ; \\ \checkmark S : \text{la superficie du bassin versant [km}^2\text{]} \end{array}$$

Selon la valeur de la pente longitudinale, le bassin sera classé suivant les six classes (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) défini par l'Office de Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer (ORSTOM).

TABLEAU 2 : Classes de bassins en fonction de la pente

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

- Pente longitudinale du cours d'eau principal

Elle correspond au rapport entre la dénivelée du cours d'eau principal et sa longueur. Ces paramètres ont été déterminés à partir du profil en long du cours d'eau principal.

$I_{cp} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_p}$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ I_{cp} : pente longitudinale du cours d'eau principal [m/km] ✓ H_{max} : altitude maximale le long du cours principal [m] ✓ H_{min} : altitude minimale le long du cours principal [m] ✓ L_p : Longueur totale du cours d'eau principal [km]
--	------	---

🚦 Indice global de pentes et pentes transversales

L'indice global de pente caractérise le relief du bassin versant. Il influe sur les débits de crues en augmentant ou en diminuant les vitesses de ruissellent suivant que la pente soit forte ou faible. Il se calcule avec la formule ci-après :

$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ I_g : l'indice global des pentes [m/km] ✓ $H_{5\%}$: altitude à 5% de la surface du bassin [m] ✓ $H_{95\%}$: altitude à 95% de la surface du bassin [m]
--------------------------------------	------	--

✓ L : La longueur du rectangle équivalent [km]

Après la délimitation du bassin versant et génération des courbes de niveau, les surfaces partielles seront calculées avec le logiciel ArcGIS afin de tracer la courbe hypsométrique. A partir de cette dernière, on déterminera les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin.

Les pentes transversales **It** ont été calculées en huit (08) sections différentes et la moyenne des différents résultats est retenue comme pente transversale (It) du bassin versant. Cette dernière a été comparée à la pente longitudinale (Ig) pour s'assurer d'une éventuelle correction de l'indice global de pente suivant la formule :

$I_{g_{corr}} = \frac{(n - 1)I_g + I_t}{n}$	Avec :	<ul style="list-style-type: none"> ✓ n = 2 pour L < 5 km, ✓ n = 3 pour 5 km < L < 25 km, ✓ n = 4 pour 25 km < L < 50 km ✓ n = 6 pour L > 50 km ✓ L [km]= longueur du rectangle équivalent
---	--------	--

✚ La densité de drainage Dd et Dénivelé spécifique Ds

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des cours d'eau dans le bassin versant et la superficie de celui-ci. La dénivelée spécifique correspond au produit entre l'indice global des pentes Ig (Ig corrigé) [8] et la racine carrée de la superficie S du bassin.

$D_d = \frac{\sum l_i}{S}$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ D_d : densité de drainage [km/km²] ✓ l_i : longueur du cours d'eau élémentaire [km] ✓ S : la surface du bassin versant [km²]
$D_s = I_g \times \sqrt{S}$		<ul style="list-style-type: none"> ✓ D_s : dénivelé spécifique [m] ✓ I_g : longueur du cours d'eau élémentaire [m/km]

Suivant la valeur du dénivelé spécifique (Ds), on distingue trois types de relief [7] à savoir :

- ✓ Relief faible pour D_s inférieure à 50 m ;
- ✓ Relief modéré si D_s comprise entre 50 et 100 m ;

- ✓ Relief fort pour D_s supérieure à 100 m.

Classe d'infiltrabilité du bassin

En se référant à la nature du substratum du bassin qui est composée de roche imperméable d'une part (Granite, Argile,) et de sols perméables d'autre part (Sable), on peut classer le bassin versant dans la classe d'infiltration P3 ou RI qui désigne un bassin versant relativement imperméable [7], suivant la classification de l'ORSTOM.

- ✓ P1 (TI) : bassins rigoureusement imperméables, entièrement rocheux ou argileux ;
- ✓ (PI) : bassin naturel particulièrement imperméable ;
- ✓ P2 (I) : bassins assez imperméables ou bassins homogènes presque imperméables ;
- ✓ P3 (RI) : bassins assez imperméables ou bassins homogènes assez peu perméables ;
- ✓ P4 (P) : bassins assez perméables ; sols sableux sans pellicule ou avec un couvert végétal de graminées ;
- ✓ P5 (TP) : bassins très perméables, sables éoliens, sables sans végétation.

IV.2.3.2. Prédétermination de la crue de projet

Du point de vue hydrologique, le cours d'eau n'est pas jaugé à la section du barrage, objet de notre étude et par conséquent la crue de projet a été obtenue en partant des données pluviométriques, en utilisant la méthode ORSTOM de AUVRAY et RODIER et celle dite de régression linéaires de PECH et CHABBI ou méthode CIEH décrites dans le manuel de détermination des crues et apport de la FAO [7].

Méthode ORSTOM

Le débit de ruissellement décennal a été déterminé par la relation ci-après :

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

- ✓ A : coefficient d'abattement
- ✓ P_{10} : pluie journalière décennale
- ✓ K_{r10} : coefficient de ruissellement décennal
- ✓ α_{10} : Coefficient de pointe crue décennale (2,6)
- ✓ T_{b10} : temps de base en heures
- ✓ S : la superficie du bassin versant

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

retardé ; pour les petits bassins imperméables (jusqu'à quelques dizaines de kilomètres carrés) **m= 1,03**. Enfin, débit de ruissellement décennale s'écrit sous la forme :

$Q_{10} = m * Q_{r10} ; \text{avec}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ m : coefficient de majoration qui est fonction de classe d'infiltrabilité du bassin et de la zone climatique ✓ Q_{r10} : le débit de ruissellement décennal.
--------------------------------------	--

- Détermination des paramètres de calcul de la crue décennale

○ **Coefficient d'abattement A**

Le coefficient d'abattement permet de passer, pour une fréquence donnée (fréquence décennale par exemple), d'une hauteur de pluie ponctuelle à une hauteur moyenne calculée sur une certaine superficie (Bassin versant). Il est calculé suivant l'équation simplifiée de Villaume (1974).

$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 \times \overline{P_{an}}}{1000} \times \text{Log}S \right]$	Avec <ul style="list-style-type: none"> ✓ A : coefficient d'abattement ✓ $\overline{P_{an}}$: la pluie moyenne annuelle du Bassin ✓ S : la surface du bassin versant
---	---

○ **Etude de la pluviométrie**

Les données utilisées sont de pluies annuelles (1987 à 2018) et de pluies maximales journalières (1981 à 2011) de la station climatique de Fada.

L'analyse a permis d'identifier le régime hydrologique associé à la zone du projet sur la base des régimes ci-dessous définis par Rodier [7] :

- Régime désertique, au nord de l'isohyète 100 mm ;
- Régime subdésertique, entre les isohyètes 100 et 300 mm ;
- Régime sahélien, entre les isohyètes 300 et 750 mm ;
- Régime tropical sec, entre les isohyètes 750 et 1000 mm.

A la suite de cette caractérisation, une analyse statistique des deux séries (pluies annuelles et pluies maximales journalières) a permis de déterminer les quantiles pour différentes périodes de retour. L'ajustement de ces données pluviométriques a été fait avec le logiciel HYFRAN plus. La loi Normal de GAUSS et celle de GUMBEL ont été utilisées respectivement pour ajuster les pluies moyennes annuelles et les pluies maximales journalières. Les fonctions de répartition ou probabilité de non dépassement ainsi que les paramètres de ces lois s'écrivent :

Loi	Fonction de répartition	Paramètre de la loi
-----	-------------------------	---------------------

GAUSS	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \frac{1}{e^{2u^2}} du ;$ $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ u : variable réduite ✓ \bar{x} et σ : respectivement la moyenne et l'écart type de la serie
GUMBEL	$F(x) = e^{-e^{-a(x-x_0)}}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ x_0: Paramètre de position ✓ a : paramètre d'échelle

○ ***Coefficient de ruissellement de la crue décennale par la méthode de Auvray et Rodier***

Il correspond au coefficient de ruissellement engendré par une précipitation décennale ponctuelle. Pour une précipitation ponctuelle (P_{10}) différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissèlement K_{r10} a été faite par interpolation linéaire entre les valeurs de kr_{70} et kr_{100} . Ces valeurs ont été déterminées à partir des formules analytiques définies comme suite.

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

Les variables a, b et c ont été lues sur des abaques en fonction de la zone climatique, la taille du Bassin versant, la classe d'infiltrabilité et l'indice de pente du bassin versant.

○ ***Coefficient de ruissellement de la crue décennale par la méthode de PUECH***

Cette méthode repose sur l'utilisation les résultats des régressions obtenues sur la base du substrat géologique et de la précipitation annuelle.

TABLEAU 3: Calcul de K_{r10} (%) en fonction de la géologie et de la précipitation annuelle

Catégorie	Formulation (ki)	$K_{r10} = \sum_{i=1}^n aiKi$
Granite + gneiss	$K_{r10} = 2300.Pan^{-0,67}$	
Grès	$K_{r10} = 300.Pan^{-0,375}$	<i>ai</i> la proportion du sol de catégorie i par rapport à la superficie totale du bassin versant et <i>Ki</i> son K_{r10}
Sables	$K_{r10} = 2.10^7.Pan^{-2,2}$	
Argiles	$K_{r10} = 300.Pan^{-0,3}$	
Schistes	$K_{r10} = 370.Pan^{-0,375}$	

○ ***Détermination du temps de base T_{b10} .***

Le temps de base est la durée qui s'écoule entre le début de la montée du niveau d'eau et la fin du ruissellement pur de la crue. La valeur du temps de base est calculée par interpolation linéaire entre les valeurs de l'indice de pente (3 et 7) encadrant l'indice de pente du bassin versant étudié

(5,81) et les temps de base correspondant. Pour chacune des valeurs de I_g encadrant celle du Bassin, on calcule le temps de base correspondant par interpolation logarithmique suivant les équations ci-dessous.

➤ $I_g = 1 \text{ m/km}$	$T_{b10} = 81 * S^{0,35} + 80$
➤ $I_g = 3 \text{ m/km}$	$T_{b10} = 81 * S^{0,35} + 80$
➤ $I_g = 7 \text{ m/km}$	$T_{b10} = 81 * S^{0,35} + 80$
➤ $I_g = 10 \text{ m/km}$	$T_{b10} = 55 * S^{0,35} + 30$

○ **Détermination du temps de montée T_{m10} .**

Le temps de montée de la crue est la durée qui s'écoule entre le début de la montée du niveau d'eau et la pointe de la crue. Dans la zone tropicale sèche, en toute première approximation et en l'absence de particularités physiographiques, on peut considérer que le temps de montée représente le tiers du temps de base.

$$T_{m10} = m * T_{b10}$$

✚ **Méthode CIEH de détermination de la crue décennale**

C'est une méthode statistique proposée par PUECH et CHABI-GONNI en 1983 avec plusieurs variantes. Selon l'appartenance du bassin à un découpage climatique, une position géographique, un découpage pour un pays ou un groupe de pays plusieurs équations sont proposées [7]. Elles sont de la forme :

$Q_{10} = a * S^b * I_g^c * K_{r10}^d * P_{an}^e$	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;">Ave c</div> <ul style="list-style-type: none"> ✓ S [Km²] : la surface du bassin versant ; ✓ P_{an} [mm] : la pluie annuelle moyenne ; ✓ I_g [m/km] : l'indice global de pente ; ✓ K_{r10} [%] : le coefficient de ruissellement décennal ; ✓ a, b, c, d et e sont des coefficients d'ajustement </div>
---	---

Les coefficients d'ajustement a, b, c, d et e sont déterminés par régressions multiples. Dans le cadre de cette étude, quelques équations de régression les plus susceptibles d'approcher la crue

décennale en fonction des paramètres les plus représentatifs (S, Ig et Kr₁₀) ont été utilisées. Elles présentent un nombre d'échantillons et un coefficient de corrélation élevé et se situent dans la zone pluviométrique et géographique du Burkina Faso .

TABLEAU 4: Paramètres de calcul de la crue décennale selon la méthode CIEH

Équation			Découpage et Variables	Coefficient d'ajustement			
N°	n.	r ²		a	b	c	d
11	137	0,688	Pays/groupe de pays ; S et Kr ₁₀	0,41	0,524	0	0,982
12	176	0,795	Pan < 1000 mm; S, Ig, et Kr ₁₀ .	0,095	0,643	0,406	1,038
39	61	0,818	Pays ; S et Kr ₁₀	0,41	0,425	0	0,923
40	60	0,824	Pays ; S, Ig, Kr ₁₀	0,254	0,462	0,101	0,976
42	133	0,755	Pays/groupe de pays ; S, Ig, Kr ₁₀	0,0912	0,643	0,399	1,019

Des débits calculés suivant les différentes équations, nous retiendrons pour cette méthode, la valeur maximale des résultats obtenus.

Détermination de la crue du projet par la méthode du Gradex

Elle correspond à la crue centennale et son estimation a été faite selon la théorie du Gradex. Selon cette approche, toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale. Le supplément de débit se traduit par un coefficient multiplicateur C supérieur à 1. Dans le cadre de cette étude, le facteur C est calculé avec la formule proposée par GRESILLON et al (1977) définie comme suite.

$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_{b10}}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}}$ $Q_{100} = C \times Q_{10}$	Avec <ul style="list-style-type: none"> ✓ Q₁₀ : la crue décennale ; ✓ C : coefficient du Gradex ; ✓ P₁₀₀ : la pluie centennale ; ✓ P₁₀ : la pluie décennale ; ✓ K_{r10} : le coefficient de ruissellement décennal ; ✓ T_{b10} : le temps de base décennale.
---	---

Hydrogramme de crue

Il donne l'évolution de la crue en fonction du temps. L'hydrogramme de la crue du projet sera un hydrogramme schématisé en trois tronçons linéaires construit avec les temps de base et de

montée précédemment déterminé (Grésillon, et al (1977)). Le changement de pente de la décrue s'effectue à un débit Q appelé débit de discontinuité qui se calcule par la relation ci-après.

$\frac{Q}{Q_{max}} = \frac{2}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}}$	Avec <ul style="list-style-type: none"> ✓ T_{b10} : le temps de base décennale ✓ T_{m10} : le temps de montée décennale ✓ Q : débit de rupture de pente de la décrue ✓ Q_{max} : le débit de projet ✓ α_{10} : Coefficient de pointe crue décennale
---	---

La crue de rupture

Elle désigne la crue que le barrage doit supporter dans les conditions exceptionnelles sans subir des dommages sur son état de fonctionnement. Le Comité International des Grands Barrages (CIGB) propose la formule approchée ci-dessous pour l'estimation de la crue de rupture d'un barrage :

$Q_r = 2 * l * (a + 0,2)^{1,5} + 0,15 * L$	Avec <ul style="list-style-type: none"> ✓ l : Longueur du déversoir ✓ L : Longueur de la digue sans déversoir ✓ a : Revanche total
--	---

IV.2.3.3. Evaluation des apports liquides du bassin

C'est la quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire du barrage pendant une période considérée. Ces apports peuvent être évalués par la formule ci-dessous :

$V = K_e * S * P$ <p align="center">Et</p> $K_e = \frac{L_e}{P}$	Avec <ul style="list-style-type: none"> ✓ V : volume d'eau à l'exutoire ; ✓ K_e : Coefficient d'écoulement ; ✓ S : Superficie du bassin versant ; ✓ P : Pluviométrie de période considérée ; ✓ L_e : Lame d'eau ruisselée au cours de la période.
--	--

La lame ruisselée est le reste de la pluie déduite du déficit d'écoulement (D). L'estimation de la lame ruisselée a été fait par la méthode de Rodier puis par celle du déficit d'écoulement à travers la formule de Coutagne.

✚ Méthode de Rodier

En fonction de la zone climatique et du bassin type, des courbes de distribution statistique des lames écoulées sont construites pour des hauteurs pluviométriques annuelles de fréquence médiane variant entre 750 et 1000 mm en fonction des fréquences au dépassement. Suivant ces caractéristiques, le bassin du barrage de Kobré s'identifie à celui de BINNDE (Manga) [7]. Les lames écoulées de fréquence médiane, quinquennale sèche et décennale sèche correspondant respectivement à $P_{med} = 1000$ mm et $P_{med} = 750$ mm ont été estimées. Le calcul de la lame écoulée (L_e) rapportée à la pluie médiane P_{med} , s'est fait par interpolation logarithmique (Log10) suivant le système d'équations :

$$\begin{cases} \text{Log}(L_{e_{med}}) = \text{Log}(L_{e_{750}}) + [\text{Log}(L_{e_{1000}}) - \text{Log}(L_{e_{750}})] * \frac{P_{med} - 750}{1000 - 750} \\ L_{e_{med}} = 10^{\text{Log}(L_{e_{med}})} \end{cases}$$

✚ Méthode du déficit d'écoulement avec la formule de Coutagne

$L_e \text{ (mm)} = P \text{ (mm)} - D \text{ (mm)}$ $D \text{ (m)} = P \text{ (m)} - \lambda P^2 \text{ (m)} ; \text{ si } P \text{ (m)} \in \left[\frac{1}{8\lambda}; \frac{1}{2\lambda} \right]$ $\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * T}$	<p>T : Température moyenne annuelle ; P : Pluviométrie moyenne annuelle ; D : Déficit d'écoulement annuel ; Le : Lame d'eau écoulée annuellement.</p>
---	--

Pour le calcul des apports annuels en années sèches, les coefficients d'écoulement en année quinquennale et décennale sèches ont été estimés à partir des corrélations ci-dessous utilisées par l'ONBAH.

Ke : Coefficient d'écoulement en année moyenne ; $Ke5 = 0,7 * Ke$: Coefficient d'écoulement en année quinquennale sèche ; $Ke10 = 0,5 * Ke$: Coefficient d'écoulement en année décennale sèche.

IV.2.3.4. Evaluation des pertes

✚ Perte par infiltration et évaporation

Les données d'évaporation utilisées sont issues de la station synoptique de Fada N'Gourma qui est la plus proche de la zone d'étude. Il s'agit de données d'évaporation moyenne mensuelle ($E_{bac,A}$) pour la période 1980 à 2015. La conversion de l'évaporation bac. A en évaporation au niveau de la retenue s'est faite suivant la formule établie par Bernard POUYAUD (1986).

$$E_{v.ret}(mm/j) = 1,664 * E_{bac,A}^{0,602}$$

Concernant les pertes par infiltration dans la cuvette, nous n'avons pas eu de données statistiques sur la zone d'étude. Nous allons donc nous limiter aux valeurs généralement utilisées au Burkina Faso qui sont de l'ordre de 1 à 3 mm/j en moyenne. Dans notre cas, une infiltration moyenne de 2 mm/j a été considérée, tenant compte qu'avec le temps, le fond de la cuvette sera colmaté par une couche d'argile provenant de la décantation des eaux retenues.

✚ Pertes dues aux dépôts de sédiments

Les eaux qui ruissellent dans le bassin versant entraînent avec elles des matériaux solides arrachés le long de leurs parcours. Ces particules vont se déposer au fond de la cuvette avec pour conséquence la diminution progressive de sa capacité de stockage. Des formules empiriques permettent d'estimer la dégradation spécifique au nombre desquelles celles de GRESILLON, GOTTSCHALK et KARAMBIRI (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

TABLEAU 5: Formules de calcul de la dégradation spécifique

Auteur	Formule
KARAMBIRI	$D_1 = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,2} * S^{-0,05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]$
GRISILLON	$D_2 = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2}$
GOTTSCHALK	$D_3 = 260 * S^{-0,1}$
Apports solide	$V = D * S$

- ✓ P : Pluie moyenne annuelle (mm),
- ✓ S : Superficie du bassin versant (km²),
- ✓ h : paramètre anthropique (0,55) pour un bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situés à proximité de ceux-ci,
- ✓ r : paramètre morphologique (0,25) pour un relief peu accidenté, accusé.
- ✓ D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an) ;
- ✓ V : Le volume annuel des apports en sédiment.

IV.2.3.5. Evaluation des Besoins

Besoins humains

La zone de projet, formée par villages de Sougoudin, Yambili, et Kangrétenga, est composée de 15 quartiers qui, selon les projections, totaliseraient 3 500 habitants en 2019 et 8 990 habitants à l'horizon du projet (30 ans). Environ 60% de cette population s'approvisionnent à la pompe pour leurs besoins domestiques en eau et 40% utilisent l'eau de puits [5]. La réhabilitation du barrage va permettre de recharger davantage la nappe phréatique et donner plus de possibilité aux populations de pratiquer des activités génératrices de revenus.

Les besoins humains pris en compte dans le cadre du présent projet se résument donc aux prélèvements pour des activités domestiques en raison de 30 l/j/personne (forfait). La population à l'horizon du projet a été estimée par projection à partir la population actuelle (P₀) et le taux d'accroissement dans la commune qui est de

$$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n$$

Avec

$$C_{Jn} = C_j * P_n$$

- P₀ : la population initiale ;
- n : le nombre d'année ;
- P_n : la population à l'horizon du projet ;
- α : taux d'accroissement de la population ;
- C_{Jn} : consommation des populations par jour à n^{ème} année ;
- C_j : consommation par habitant et par jour.

Besoins agricoles

L'agriculture pratiquée dans la zone du projet est une agriculture de type extensif qui utilise peu d'intrant agricoles et des outils de travail manuels peu performants. Les cultures de rente sont essentiellement le coton, l'arachide, le niébé, le voandzou, la patate et le sésame. Les statistiques de la production céréalière entre 2003 et 2019 sont présentées dans le tableau 6.

TABLEAU 6: Production moyenne annuelle (en tonnes) de céréales de Kobré

Localité	Maïs (t)	Mil (t)	Riz et Maïs bas-fond (t)	Sorgho blanc (t)	Sorgho rouge (t)
Sougoudin	213	113	18,8	40	171,9
Kangrétenga	133	70,8	11,8	24,3	107,7
Yambili	106	56,7	9,3	19,5	85,9
Production moyenne	150,8	80,3	13,3	27,5	12,8

Source : SERAT, 2020

La reconstruction du barrage permettra de relancer les activités de maraichage, pourvoyeuses de revenus et par ricochet lutter contre l'exode rural saisonnier. Pour garantir l'eau pour l'irrigation (quel que soit le système d'irrigation à mettre en place), nous avons estimé les besoins en considérant un réseau gravitaire avec une efficacité de 60%. Les besoins de chaque spéculation sont estimés par mois durant son cycle et pour la synthèse nous considérons la consommation maximale mensuelle possible afin de pouvoir estimer la demande maximale en eau d'irrigation pouvant avoir lieu au niveau du périmètre. Ce qui a également permis de dimensionner la conduite de prise d'eau en conséquent.

<ul style="list-style-type: none"> ➤ $BB = BN/E$ ➤ $BN = ETM - Pe$ ➤ $ETM = Kc * ET0$ ➤ $Pe = Si (P \geq 20; P * 0,8; Pe = P)$ 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ BB : Besoins Brute, ✓ BN : Besoins Net, ✓ ETM : Evapotranspiration Maximale, ✓ Pe : Pluie efficace, ✓ Kc : coefficient cultural, ✓ ET0 : Evapotranspiration de référence, ✓ E : efficacité du réseau d'irrigation.
--	--

Besoins pastoraux

L'élevage est la seconde source de revenu des habitants après l'agriculture. En plus des revenus qu'il procure aux ménages, l'élevage participe à l'accroissement de la production agricole grâce à l'apport en fumure organique [5]. Le système d'élevage pratiqué est de type traditionnel extensif. Le Tableau 7 présente l'effectif du cheptel de l'année 2017.

TABLEAU 7: Effectif du cheptel en 2017 de la zone du projet

Désignation des animaux	Localités			
	Sougoudin	Kangrétenga	Yambili	Total Kobré
Arsins	122	76	61	260
Bovins	1 321	826	661	2 807
Caprins	1 952	1 220	976	4 148

Equins	8	5	4	17
Ovins	1 542	964	771	3 277
Pintades	1 020	637	510	2 166
Porcins	255	159	127	541
Poules	3 552	2 220	1 776	7 547

Source : SERAT, 2020

Le calcul des besoins pastoraux s'est basé sur l'effectif du cheptel issu de l'étude socio-économique en raison de 40l/jour et 15l/jour par tête respectivement pour les gros bétails et les petits bétails. Pour tenir compte du cheptel en transhumance, la consommation obtenue sera majorée de 15%.

IV.2.4. Conception et dimensionnement du barrage

IV.2.4.1. Etude de la digue

Hauteur de la digue

La hauteur de la digue (**H_B**) a été déterminée en majorant la hauteur au plan d'eau normale (PEN) de la retenue (**H_n**) avec la charge au-dessus du déversoir (**h=0,8**) et la revanche libre (**R**). La hauteur au PEN est la différence entre la côte de la crête du déversoir et celle du fond de la cuvette. Cette dernière majorée de la lame d'eau au-dessus du déversoir correspond à la hauteur du plan des hautes eaux (PHE).

Effets de vagues et revanche libre

La revanche libre (R) est une tranche comprise entre le Plan de hautes eaux (PHE) et la crête du barrage. Le calcul de la revanche tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. La hauteur des vagues provoquées par les vents dans la retenue dépend de la vitesse du vent, de la durée du vent, du fetch (longueur du plan d'eau exposée au vent), de la profondeur de l'eau et de la largeur du plan d'eau.

Plusieurs formules empiriques permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau (Fetch) aux nombres desquelles on peut retenir la formule de Stevenson et celle de Mallet et Pacquant.

- Formule de Stevenson

$h_v = \begin{cases} 0,75 + 0,34 \sqrt{f} - 0,36 \sqrt[4]{f}, & \text{si } f < 18 \text{ km} \\ 0,34 \sqrt{f}, & \text{si } f \geq 18 \text{ km} \end{cases}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ h_v : la hauteur des vagues en mètre ✓ f : le Fetch en kilomètre
---	---

- Formule de Mallet et Pacquant.

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{f}; \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \checkmark h_v : \text{la hauteur des vagues en mètre} \\ \checkmark f : \text{le Fetch en kilomètre} \end{array}$$

La vitesse de propagation des vagues de hauteurs comprises entre 0,5 et 2 m est donnée par :

$$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h_v \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \checkmark h_v : \text{la hauteur des vagues en mètre} \\ \checkmark v_v : \text{la hauteur des vagues en m/s} \end{array}$$

La revanche libre R est donnée par :

$$R = A \left[h_v + \frac{v_v^2}{2g} \right] \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} \checkmark A : \text{coefficient de sécurité pris (0,75)} ; \\ \checkmark v_v : \text{la vitesse des vagues (m/s)} ; \\ \checkmark h_v : \text{la hauteur des vagues (m)} ; \\ \checkmark g : \text{l'accélération de la pesanteur (m}^2\text{/s)} ; \\ \checkmark R : \text{la revanche libre (m)}. \end{array}$$

La largeur en crête de la digue

La largeur en crête du barrage a été calculée par les formules suivantes :

$$\begin{array}{l} \checkmark \text{ KNAPPEN:} \quad l_c = 1,65\sqrt{H_B} \\ \checkmark \text{ PREECE:} \quad l_c = 1,1\sqrt{H_B} + 1 \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} \checkmark H_B : \text{la hauteur du barrage et} \\ \checkmark l_c : \text{la largeur en crête de la digue} \end{array} \\ \checkmark \text{ Autre formule:} \quad l_c = 3,6^3\sqrt{H_B} - 3 \end{array}$$

Pentés des talus de la digue

La digue sera principalement en matériaux argileux compacté et les pentes des talus sont retenues selon les conditions de stabilités mécaniques du massif et de ses fondations suivant les indications du tableau ci-dessous.

L'étude de la stabilité des talus a été faite avec le logiciel GéoStudio version 2012 (Géoslope).

TABLEAU 8: Fruit indicatif des talus des barrages stables

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Pente des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5	Homogène	1/2,5	1/2
	A zones	1/2	1/2
Entre 5 et 10	Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort % d'argile	1 /2,5	1/2,5
	A zones	1/2	1/2,5
Entre 10 et 20	Homogène, granulométrie étendue	1/2,5	1/2,5
	Homogène à fort % d'argile	1/3	1/2,5
	A zones	1/2	1/3

✚ Calcul de la largeur en base de la digue

Elle est donnée par la formule suivante :

$L_b = L_c + H_b \left(\frac{1}{tg\alpha_1} + \frac{1}{tg\alpha_2} \right)$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ L_b : Largeur en base de la digue ; ✓ L_c : Largeur en crête de la digue ; ✓ H_b : hauteur de la digue ; ✓ $tg\alpha_1$; $tg\alpha_2$: respectivement pente des talus amont et aval (1/2).
--	------	---

✚ Épaisseur de la couche de protection

L'épaisseur de la couche de protection des talus se calcule comme suite :

$e = 1.5 \times D_{50}$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ e : l'épaisseur de la couche de protection ; ✓ D_{50} : fonction de la hauteur des vagues.
-------------------------	------	---

✚ Evaluation du poids des enrochements

Pour évaluer le poids des moellons en fonction de la densité et de la masse volumique on utilise la formule de Hudson :

$P = \frac{\rho h_v^3}{[K_p \cotang(\alpha)][d - 1]^3}$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ K_p; coefficient de poussé ($K_p = 5$) ✓ α : l'angle d'inclinaison du talus ; ✓ h_v : la hauteur des vagues ; ✓ ρ : le poids volumique des enrochements ; ✓ d : la densité des enrochements ; ✓ P : le poids des enrochements par m^2.
---	------	---

✚ Infiltration à travers la digue

Le barrage étant de faible hauteur (5-6 m), il est prévu un tapis drainant là où la hauteur d'eau dépasse 2,8 m en référence aux recommandations du comité français des grands barrages. Les données caractéristiques de l'infiltration à travers la digue sont définies comme suit :

TABLEAU 9: Calcul de l'infiltration dans la digue

Paramètres	Symbole/Formules	Observation
Longueur du drain [m]	$L_d = 0,25L_b$	k_r ; k_d : respectivement les perméabilités du remblai compacté ($10^{-8}m/s$) et du drain ($10^{-5} m/s$)
Paramètre b[m]	$b = H_n/tg\alpha_1$	
Paramètre d [m]	$d = L_b - L_d - 0,7b$	
Hauteur du drain y_0 [m]	$y_0 = (H_n^2 + d^2)^{0,5} - d$	
Débit de fuite q [$m^3/s/ml$]	$q = k_r * y_0$	
Epaisseur du drain [m]	$e = 2 * (q * l/k_d)^{0,5}$	

Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif dans le cadre de barrages homogènes (argile compacté) sera de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Dans le cadre de ce projet, le coefficient de perméabilité du remblai est de $10^{-8}m/s$ et celui du drain constitué de sable grossier est de $10^{-5}m/s$.

IV.2.4.2. Etude du déversoir

Choix du type de déversoir

Au regard de l'aménagement en aval, le déversoir du barrage sera reconstruit en position latérale en rive gauche comme initialement. Il sera de type déversoir poids à profil trapézoïdal en béton cyclopéen dosé à $300 kg/m^3$.

Effet de Laminage

L'étude du laminage a consisté à déterminer la longueur optimale de l'évacuateur de crues pour une côte maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue fixée à priori. Tenir compte de l'effet de laminage permet de réduire la longueur du déversoir sans augmenter le risque de submersion du barrage. Nous utiliserons la méthode de laminage par le calcul du coefficient x_0 (ou méthode EIER-CIEH) afin d'optimiser la longueur du déversoir. La procédure de calcul est la suivante.

$L_1 = \frac{Q_{cmax}}{m\sqrt{2gh}^{1,5}}$ $x_{01} = \frac{m^2 g L_1^2 Q_{cmax} T_m^3}{S^3}; \log_{10}(x_{01})$ <p>Lecture de β_1 sur l'abaque ; $Q_{e1} = \beta_1 Q_{cmax}$</p> $L_2 = \frac{Q_{e1}}{m\sqrt{2gh}^{1,5}}$ $x_{02} = \frac{m^2 g L_2^2 Q_{cmax} T_m^3}{S^3}; \log_{10}(x_{02})$ <p>Lecture de β_2 sur l'abaque ; $Q_{e2} = \beta_2 Q_{cmax}$</p>	<p>Avec :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Q_c [m³/s] : le débit du projet ; ✓ T_m [s] : le temps de montée ; ✓ h[m] : la charge sur le seuil ; ✓ m : coefficient de débit (abaque); ✓ g [m/s²] : l'accélération pesanteur ; ✓ S [m²] : la surface du PEN ; ✓ Q_e [m³/s] : le débit du laminé
---	---

On procède ainsi par itérations successives, jusqu'à convergence de β .

Stabilité du déversoir

L'étude du déversoir a permis de déterminer les dimensions vérifiant les conditions de stabilités internes et externes. Ces conditions se définissent comme suit.

<p>Stabilité externe</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Stabilité au non glissement $F_g = \frac{(W - U) \times \tan\varphi}{P_e + P_t} \geq 1,2$ <ul style="list-style-type: none"> ✓ Stabilité au non renversement $F_R = \frac{\sum M(W - U)}{\sum M(P_e + P_t)} \geq 1,5$ <p>Stabilité interne</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Condition de non fissuration $ e \leq b_2/6$ <ul style="list-style-type: none"> ✓ Condition de non rupture $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,béton}$	<p>Avec :</p> <ul style="list-style-type: none"> - φ: Angle de frottement des sédiments - W : Poids propre du déversoir - U : Sous pression (pression hydrostatique interne) - P_e : Poussée hydrostatique externe - P_t : Poussée des terres (sédiments déposés) - F_g et F_R : respectivement facteur de sécurité au non glissement et au non renversement. - e : excentricité (point d'application des forces par rapport à B) - b_2 : largeur en crête du déversoir - σ_{max} et $\sigma_{lim,béton}$: respectivement la contrainte d'application au sol et celle admissible du béton
--	---

Pour ce qui est de la stabilité au poinçonnement, il a consisté à vérifier que la contrainte de référence est inférieure à la contrainte admissible du sol.

IV.2.4.3. Mur bajoyer

Les murs bajoyers sont placés de part et d'autre du déversoir et assurent la jonction entre la digue et ce dernier. Ils ont pour rôle de limiter latéralement les écoulements sur le parement du barrage. Pour son pré-dimensionnement, il sera assimilé à un mur de soutènement en béton armé et la structure est étudiée sur une tranche linéaire d'un mètre de longueur. A partir de ces résultats, une vérification de la stabilité faite avec le logiciel CYPE 2015 a permis d'obtenir les dimensions finales du mur.

IV.2.4.4. Bassin de dissipation

Il a pour rôle de dissiper l'énergie de l'eau qui déverse et permet de maintenir le déversoir en bon état de fonctionnement. La profondeur normale y_n (profondeur qui apparaît pour le débit

évacué (Q_e) et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Manning Strickler.

$Q = K_s \frac{(y_n(b + my_n))^{5/3}}{(b + 2my_n)^{2/3}} \sqrt{I} \quad \text{Avec}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Q : le débit laminé (m^3/s) ; ✓ K_s : le coefficient de rugosité du béton (75) ; ✓ m : le fruit de berge des talus du bassin ; ✓ b : la longueur du seuil (largeur du bassin) ; ✓ y_n : le tirant d'eau normal ; ✓ I : la pente du chenal (0,2%)
--	--

Le type de bassin a été choisi en fonction du nombre de Froude (F) et de la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin v_1 . Nous procéderons par la résolution d'un système d'équations issues de la relation de BERNOULLI pour déterminer le tirant d'eau y_1 et la vitesse v_1 à l'entrée du ressaut. Soit le système d'équation de la vitesse et du tirant d'eau ci-dessous.

$\begin{cases} v_1 = \sqrt{2g \left[0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - y_1 \right]} \\ y_1 = \frac{Q}{l * v_1} = \frac{q}{V_1} \\ F = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}} \end{cases} \quad \text{Avec}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ l : longueur du seuil déversant (m) ; ✓ Q : le débit laminé (m^3/s) ; ✓ q : débit spécifique sur seuil ($m^3/s/ml$) ; ✓ h : la lame d'eau sur le seuil ; ✓ H : hauteur libre du déversoir ; ✓ V_0 : la vitesse de l'eau sur le seuil ; ✓ y_1 : le tirant d'eau à l'entrée du réseau ; ✓ V_1 : la vitesse à l'entrée du réseau ; ✓ F : le nombre de Froude.
---	---

IV.2.4.5. Ouvrage de prise d'eau

Un ouvrage de prise sera placé à la même position (au niveau du lit mineur) pour le prélèvement d'eau pour l'irrigation de l'aménagement en aval par gravité. Cet ouvrage permettra l'irrigation des cultures de riz pluvial en cas de poches de sécheresse et le maraichage en contre saison. Le potentiel aménageable en aval du barrage vaut 15 ha. Cependant les réserves en eau ne peuvent permettre leur irrigation en totalité en contre saison. Pour répondre à un éventuel besoin d'irrigation de complément du riz pluvial, la conduite est dimensionnée sur la base des besoins de pointes calculés sur les 15ha. Comme hypothèse de calcul, nous avons retenu :

- Un temps de travail (T_w) de 6 heures au maximum par jour ;
- Six (06) jours de travail (N_w) par semaine ;
- La côte de sortie est identique à celle à l'entrée de la prise

Le débit fictif a été calculé suivant la formule ci-dessous :

$Q = \frac{BB * 1000}{N * N_w * T_w * 3600} \quad \text{Avec}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Q : le débit fictif [l/s] ; ✓ BB : les besoins bruts mensuels [m^3] ; ✓ N : le nombre de jour du mois.
--	---

Le diamètre de la conduite se déduit de la formule de Torricelli.

$Q = CS\sqrt{2gh}$ $S = \frac{\pi * D^2}{4}$ <p>$h = \text{Côte PEN} - \text{Côte à la sortie}$</p>	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Q : le débit fictif [m³/s] ; ✓ C : coefficient de contraction ; ✓ h : la charge de l'eau [m] ; ✓ S : la section de la conduite [m²] ; ✓ g : l'accélération de la pesanteur [m/s²] ; ✓ D : le diamètre de la conduite [m].
--	------	---

IV.2.5. Etude de la microcentrale hydro-électricité

Le dimensionnement de notre microcentrale s'est appuyé sur les hypothèses suivantes :

- ✓ **Hypothèse 1** : Le modèle utilisé est un système simplifié, ou la conduite forcée est reliée directement à la prise d'irrigation, et les eaux turbinées sont reconduits en partie dans le barrage à partir d'un deuxième bassin de stockage et les reste pour l'irrigation
- ✓ **Hypothèse 2** : Le débit de chute ici correspond à celui du débit de la prise.
- ✓ **Hypothèse 3** : l'énergie hydroélectrique sera produite sur la base de l'eau disponible pour compléter le déficit énergétique produite par le solaire.

La conduite forcée

Assurant la connexion entre la prise et la microcentrale, tout en garantissant respectivement une énergie potentielle, puis cinétique du fait de sa hauteur de chute et vitesse d'écoulement. Le choix de son diamètre ($\varnothing = 400$ mm) sera le même que la prise et pour ce qui est de sa longueur elle a été faite de telle sorte que la valeur de la hauteur nette soit positive ($H_n > 0$).

La hauteur de chute net

La détermination de la hauteur de chute, s'est faite en prenant comme origine de départ la prise de notre barrage, puis placé arbitrairement la microcentrale à une cote inférieure garantissant une hauteur de chute plus moins raisonnable en dépit du relief très plat dans la zone de sorte à pouvoir une certaine énergie potentielle puis cinétique.

$\sum p_{dc} = \frac{V^2 \times L}{K_s^2 \times R_h^{\frac{5}{4}}}$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ V [m/s] : la vitesse d'écoulement ; ✓ L [m] : la longueur de la conduite forcée ; ✓ K_s : coefficient de Manning-Strickler ; ✓ R_h [m] : le rayon hydraulique $\left(\frac{\varnothing}{4}\right)$;
---	------	--

$H_n = H_b - \sum p_{dc}$	Ave c	<ul style="list-style-type: none"> ✓ H_n [m] : la hauteur de chute nette ; ✓ H_b [m] : la hauteur de chute brute ; ✓ $\sum p_{dc}$ [m] : pertes de charges totales
---------------------------	----------	--

Choix de la turbine

Une turbine est un dispositif muni d'ailettes, de pales ou d'aubes (dont l'ensemble s'appelle aubage), auquel un fluide imprime un mouvement de rotation transmis à un mécanisme par l'intermédiaire d'un arbre placé au centre du dispositif. Une installation hydroélectrique est une installation qui transforme l'énergie hydraulique de l'eau en énergie mécanique par l'intermédiaire d'une roue dite « turbine » [9]. Cette énergie mécanique est ensuite transformée en énergie électrique à l'aide d'une génératrice (dynamo ou alternateur). Une turbine est constituée d'une partie fixe, le distributeur ou stator, et d'une partie mobile, le rotor. Le stator peut être constitué d'un ou plusieurs injecteurs comme dans la turbine Pelton, ou comporter, comme le rotor, des aubages disposés de telle sorte que la conversion de l'énergie de l'eau en énergie mécanique de rotation s'effectue suivant les principes d'action, de réaction, ou résulte de la combinaison des deux. Le choix de notre turbine s'accentuera plus sur le débit et la hauteur de chute.

TABLEAU 10: Caractéristiques des turbines

Turbines	Types	Caractéristiques
Action	PELTON	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Adaptée aux plus hautes chutes (100 -1000 m). ✓ Puissance jusqu'à 15 MW. ✓ La vitesse de rotation varie de 500 tr/min à 1500 tr/min ✓ Débits moyens entre 250 l/s et 7000 l/s
	CROSS FLOW ou BANKI	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Adaptée aux plus hautes chutes (1 -150 m) ✓ Puissance jusqu'à 2000kW ✓ Rendement mécanique maximum limité (82%), ✓ Débits importants de l'ordre de 20 l/s à 10000 l/s
Réaction	FRANCIS	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Adaptée aux plus hautes chutes (15 -300 m) ✓ Puissance jusqu'à 15 MW ✓ Vitesse de rotation élevée (1000 tr/min) ✓ Débits moyens entre 100 l/s et 6000 l/s.
	KAPLAN	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Adaptée aux basses chutes (2 - 30 m) ✓ Puissance jusqu'à 15MW ✓ Débits importants de l'ordre de 300 l/s à 15000 l/s

Puissance hydraulique

La puissance est l'énergie fournie par le mouvement de l'eau, sous toutes ses formes : chutes d'eau, cours d'eau, courants marin, marée, vagues¹. Ce mouvement peut être utilisé directement, par exemple avec un moulin à eau, ou plus couramment être converti, par exemple en énergie électrique dans une centrale hydroélectrique. L'énergie hydraulique est en fait une énergie cinétique liée au déplacement de l'eau comme dans les courants marins, les cours d'eau, les marées, les vagues ou l'utilisation d'une énergie potentielle comme dans le cas des chutes d'eau et des barrages. (Source : www.wikipedia.org/Energie_Hydraulique) et elle donnée par la formule suivante :

$P_h = \rho g Q H$	$\frac{Ave}{c}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Hn [m] : la hauteur de chute nette ; ✓ ρ [kg/m³] : masse volumique de l'eau; ✓ g [m/s²] : accélération de la pesanteur ✓ Q [m³/s] : débit de la prise d'eau ; ✓ Ph [kW] : puissance hydraulique
--------------------	-----------------	--

Puissance mécanique

La puissance mécanique est l'énergie fournie par la turbine pour transformer l'énergie hydraulique en énergie mécanique. Elle est se détermine par l'expression suivante :

$P_{méc} = P_h \times \eta_t$	$\frac{Ave}{c}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ P_{méc} [kW] : puissance mécanique ; ✓ Ph [kW] : puissance hydraulique ; ✓ η_t [%] : rendement turbine ;
-------------------------------	-----------------	--

Puissance électrique

Elle est définie comme étant l'énergie obtenue par transformation de l'énergie mécanique par l'alternateur. Elle est se détermine par l'expression suivante :

$P_{élec} = P_{méc} \times \eta_a \times T_f$	$\frac{Ave}{c}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ P_{élec} [kW] : puissance électrique ; ✓ Ph [kW] : puissance hydraulique ; ✓ η_a [%] : rendement alternateur ; ✓ T_f (h) : temps de fonctionnement journalier
---	-----------------	--

Cependant afin d'obtenir la production journalière nous multiplierons cette puissance par un temps de fonctionnement (T_f = 12h)

V. RESULTATS ET DISCUSSIONS

V.1. Etude diagnostique

V.1.1. Historique du barrage de Kobré

Le barrage de Kobré a été construit manuellement par la population elle-même dans les années 1980. Par la suite, l'Etat a financé la réalisation d'un barrage beaucoup plus solide en 1985 avec une capacité d'environ 500 000 m³. Cependant, l'ouvrage a cédé au droit de l'évacuateur de crues en 1990, seulement cinq ans après sa réalisation. Il a fallu attendre jusqu'en 2009 (19 ans après) pour que l'ouvrage soit à nouveau réhabilité avec la pose de la maçonnerie de moellons. Malheureusement, l'évacuateur va encore céder en 2010 ce qui a valu sa prise en compte dans la liste des barrages à réhabiliter.

V.1.2. Etat actuel du barrage

V.1.2.1. Anomalies sur la digue



Photo 1 : Digue envahie par les arbres



Photo 2 : Dégradation du pied de la digue

V.1.2.2. Anomalies sur l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue ou du moins ce qu'il en reste, laisse apercevoir un déversoir formé par un seuil d'une longueur de 20 m et placé en rive gauche. Le déversoir a complètement cédé, ce qui ne permet plus à la retenue de fonctionner comme il se doit. La dégradation du déversoir a également occasionné la destruction du bassin de dissipation et provoqué une érosion du chenal d'écoulement. Le choix porté sur le type de déversoir formé d'un simple seuil, pourrait en partie justifier sa dégradation.



Photo 3 : Evacuateur de crue détruit



Photo 4 : Etat actuel du chenal

V.1.2.3. L'ouvrage de prise

Initialement, le barrage avait une vocation purement pastorale. Pour cette raison, aucun ouvrage de prise n'avait été prévu. Mais avec le temps, beaucoup d'autres usages (agricole, pêche, etc.) se sont ajoutés et tentent de substituer l'usage initial.

V.1.2.4. Activités menées autour du site

Le niveau de dégradation de l'ouvrage est tel qu'il n'existe plus de cuvette qui puisse contenir l'eau. La cuvette est ainsi exploitée sous forme de champs familiaux. Les cultures se pratiquent sur des espaces assez réduits entre 0,25 à 1 hectare. On note aussi la pratique de l'arboriculture mais de façon marginale. On rencontre essentiellement des manguiers et des goyaviers plantés dans les parcelles de maraichage du temps où le barrage était en état ou derrière les concessions pour les besoins domestiques.



Photo 5 : Labour dans la cuvette du barrage pour la mise en place de culture

Source : SERAT, 2019

V.1.3. Etude géotechnique et géophysique

V.1.3.1. Etude géotechnique

✚ Sol de fondation de la digue du barrage

Au total, onze puits de profondeur variable (de 0,5 à 7 m) ont été exécutés suivant l'axe de la digue. Les échantillons prélevés au niveau de chaque puits ont fait l'objet d'analyse au laboratoire. Pour la fondation, les analyses ont montré que le sol en place, à partir de 0,5 m, est constitué de matériau argileux-limoneux non-dispersive, imperméable et surplombant une couche de roche friable. Cette dernière repose sur une roche saine à 6 m de profondeur au niveau du lit mineur et à moins de 2 m vers les rives. La perméabilité du sol varie en fonction de la profondeur et se situe entre 3.10^{-7} m/s à 4.10^{-5} m/s.

✚ Zone d'emprunts en matériaux argileux et latéritique

Les investigations géotechniques menées dans la cuvette et dans l'environnement immédiat du barrage ont mis en évidence la disponibilité de matériau d'emprunt argileux et latéritique. L'emprunt argileux étudié qui pourrait servir à réaliser la digue est non dispersif et imperméable avec un angle de frottement $\phi = 8^\circ$ et une cohésion $C = 49,8$ kPa. La perméabilité de l'argile est de $1,7.10^{-8}$ m/s. La teneur en eau à l'optimum est de 19% correspondant à une densité de $1,68$ t/m³. L'emprunt se trouve à 100 m en amont de l'ancienne digue et s'étend sur une superficie de 3,5 ha. Dans la même zone, on y a découvert du matériau latéritique de bonne qualité qui s'étend sur une surface de 1,50 ha.

✚ Carrières de sable, gravier et moellons

Les matériaux pour la réalisation des ouvrages en béton et le drain ont fait l'objet d'essai granulométrique par tamisage et équivalent sable. Les résultats obtenus montrent la présence d'un sable moyen, très propre et adapté pour les ouvrages en béton et le filtre. La carrière de sable se trouve dans le lit d'une rivière située à moins de 5 km du site du barrage. Pour le gravier, les recherches ont permis d'identifier une carrière de quartz grossier bien gradué et étalé, de bonne qualité pour les travaux. Les carrières de moellons et de gravier, également disponible dans la zone, sont situées à moins de 3 km du site.

V.1.3.2. Investigation géophysique

Le but est d'identifier d'éventuelles fractures qui pourraient porter préjudice à la digue ou favoriser l'infiltration dans la cuvette. Dans le cadre de cette étude, nous avons procéder à

l'exploitation des données cartographiques issues de l'analyse d'images satellitaires. A l'issu des investigations, nous n'avons pas constaté la présence de fracture au niveau de l'emprise du barrage. Sous réserve d'investigations approfondies dans ce sens, le site choisi est convenable pour recevoir l'ouvrage.

V.2. Choix du site du nouveau barrage

Les termes de références de la présente étude fixent deux principales exigences à savoir, (i) disposer d'un barrage d'une capacité minimal de **1 000 000 m³** et (ii) pouvoir aménager en aval du barrage une superficie comprise entre **10 et 20 ha**.

Le choix du site d'un barrage tient compte de nombreuses contraintes : capacité suffisante de la cuvette, les apports du bassin versant, le cout des travaux, l'impact sur l'environnement humain et naturel. Pour ce dernier point, les problèmes de déplacement des populations sont toujours difficiles à résoudre, surtout lorsqu'ils se conjuguent avec des contraintes d'origine coutumières et ancestrales. Nous avons donc étudié trois options à l'issu de laquelle l'une a été retenue tenant compte des contraintes évoquées ci-dessus. Le tableau 11 fait la synthèse de l'étude des variantes pour le choix du site.

TABLEAU 11: Analyse des options pour le choix du site du barrage

Option	Proposition	Avantages	Contraintes
Option 1	Réhabiliter la digue existante	<ul style="list-style-type: none"> • Optimisation du cout de l'ouvrage • Limitation du phénomène d'infiltration • Conservation des habitudes de la population et des champs • Disponibilité de grande superficie aménageable 	<ul style="list-style-type: none"> • Insuffisance des apports liquides du bassin □ • Déplacement d'un grand nombre de la population □ • Manque d'information sur le barrage actuel • Engloutissement des champs et du CSPTS
Option 2	Construire une nouvelle digue à 500 m en aval de l'ancienne digue	<ul style="list-style-type: none"> • Cuvette encaissée • Disponibilité de superficies importante en aval • Topographie et morphologie du cours d'eau propice 	<ul style="list-style-type: none"> • Augmentation du cout de l'ouvrage par rapport à la 1^{ère} option • Menace du CSPTS et de l'école par les PHE • Apports liquides insuffisants

Option 3	Construire une nouvelle digue à 850 m en aval de l'ancienne digue	<ul style="list-style-type: none"> • Cuvette plus encaissée • Apports prévisibles du bassin versant suffisants • Investigations géotechniques disponibles • Pas d'impact sur le CSPS et l'école 	<ul style="list-style-type: none"> • Cout de l'ouvrage élevé par rapport aux deux autres options • Réduction de la superficie aménageable en aval • Bouleversement des habitudes des populations
-----------------	---	---	---

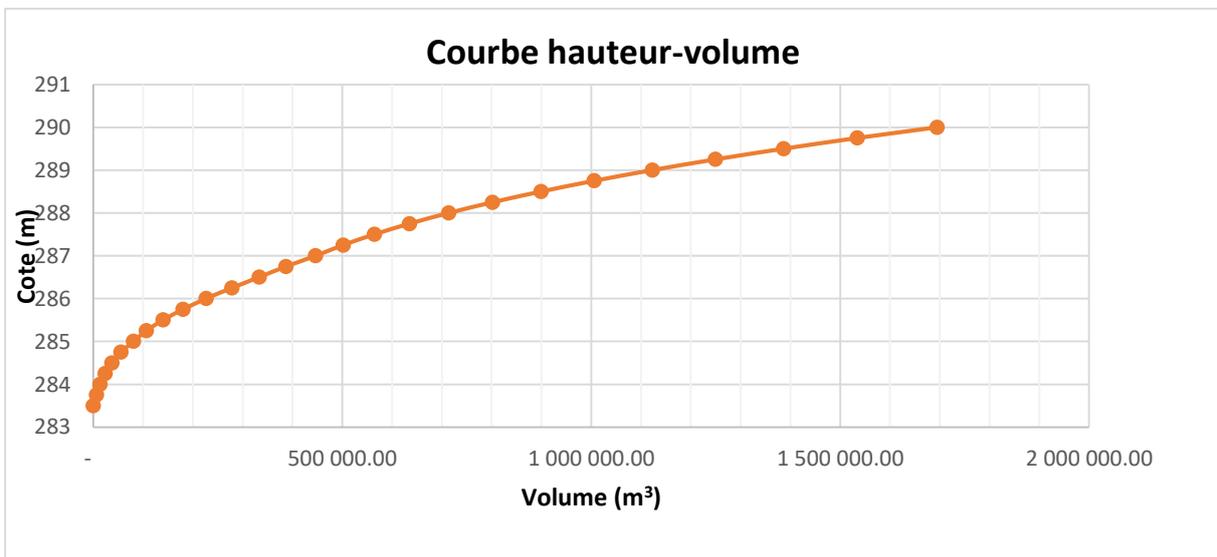
En conclusion, nous avons jugé que **l'option 3** offre le meilleur compromis entre les impératifs techniques, financiers, environnementaux et humains. C'est ainsi que nous avons proposé une reconstruction totale de la digue sur un nouveau site identifié à 850 m environ en aval de l'ancienne digue. Les coordonnées du nouveau site sont : **Longitude : 0° 3' 1,34'' Est** et **Latitude : 11° 35' 6,86'' Nord** ou **X : 178 292 m** et **Y : 1 282 355 m**.

V.3. Etude topographique

La nouvelle position de la digue permet de ressortir les caractéristiques de la cuvette, notamment la courbe hauteur volume (Figure 4).

En outre, la Figure 5 présente la distribution spatiale du plan d'eau en fonction des altitudes.

Figure 4 : Courbe hauteur – volume



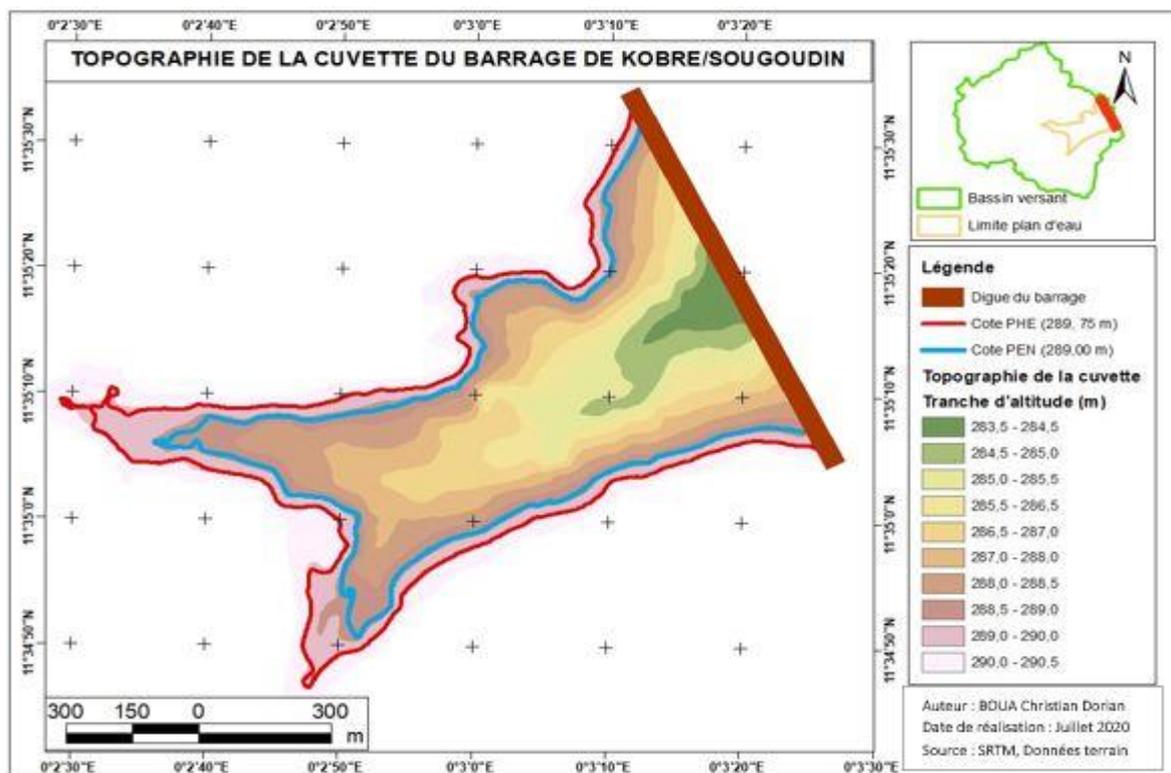


Figure 5 : Topographie de la cuvette du barrage de Kobre

A la cote 289 m, La hauteur de digue est égale à 5,75, ce qui permet de mobiliser un volume d'environ 1 249 267 m³ avec un plan d'eau estimé à 52,71 ha. Le détail des calculs est présenté en (Annexe I).

V.4. Etudes hydrologiques

Les données de pluies utilisées sont de la station de Fada sur la période allant de 1982 à 2015 et se caractérisent comme suit (Tableau 12).

TABLEAU 12: Caractéristiques des échantillons de pluie

Désignation	Résultats	
	Pluies annuelles	Pluies maximales journalière
Station d'observation	Koupela	
Taille de l'échantillon [an]	32	32
Période de mesure	1987 à 2018	1981-2012
Valeur maximale [mm]	1118,8	145,7
Valeur minimale [mm]	439,5	41,3
Valeur moyenne [mm]	789,6	68,6
Ecart type [mm]	127,32	24,91
Coefficient de variation (%)	16	36
Précision	95%	95%

On constate à partir de l'analyse du tableau 12, un coefficient de variation de la pluie annuelle par rapport à la pluie journalière maximale marquée respectivement par des coefficients de variation de 16% et 36%.

V.4.1. Résultats de l'analyse fréquentielle

Les résultats de l'analyse fréquentielle sont reportés dans le tableau 13. Les valeurs des pluies ont été estimées avec un intervalle de confiance dont le seuil de tolérance a été fixé à **95%** (les détails sont présentés en ANNEXE III).

TABLEAU 13: Synthèse des résultats de l'analyse fréquentielle

Période	Période de retour (année)	Pluie journalière maximale (mm)	Pluie moyenne annuelle (mm)
Humide	100	146,8	1085,73
	50	133,2	1038,62
	20	115,10	997,87
	10	101,1	952,04
	5	86,5	890,92
Médiane	2	68,6	789,6
Sèche	5	48,15	687,21
	10	41,20	626,09
	20	36,08	580,25
	50	30,90	539,51
	100	27,73	492,40

V.4.2. Etude hydrologique

V.4.2.1. Caractéristiques du bassin versant

Limites et paramètres morphologiques du bassin versant

Le bassin versant du barrage de Kobré couvre une superficie de **9,02 km²** avec un périmètre de **14,84 km** que l'on peut qualifier de très petits bassins versant. L'indice de compacité (K_G) est de **1,4** ($K_G > 1,1$) ce qui nous donne un bassin versant allongé. La pente longitudinale (I) est estimée à **8,65 m/km** ($5 \text{ m/km} < I < 10 \text{ m/km}$), nous avons donc un bassin de classe **R3** marqué par une pente modérée et un relief faible. L'indice global de pente corrigé est de **5,81 m/km**. La Figure présente la carte du bassin versant.

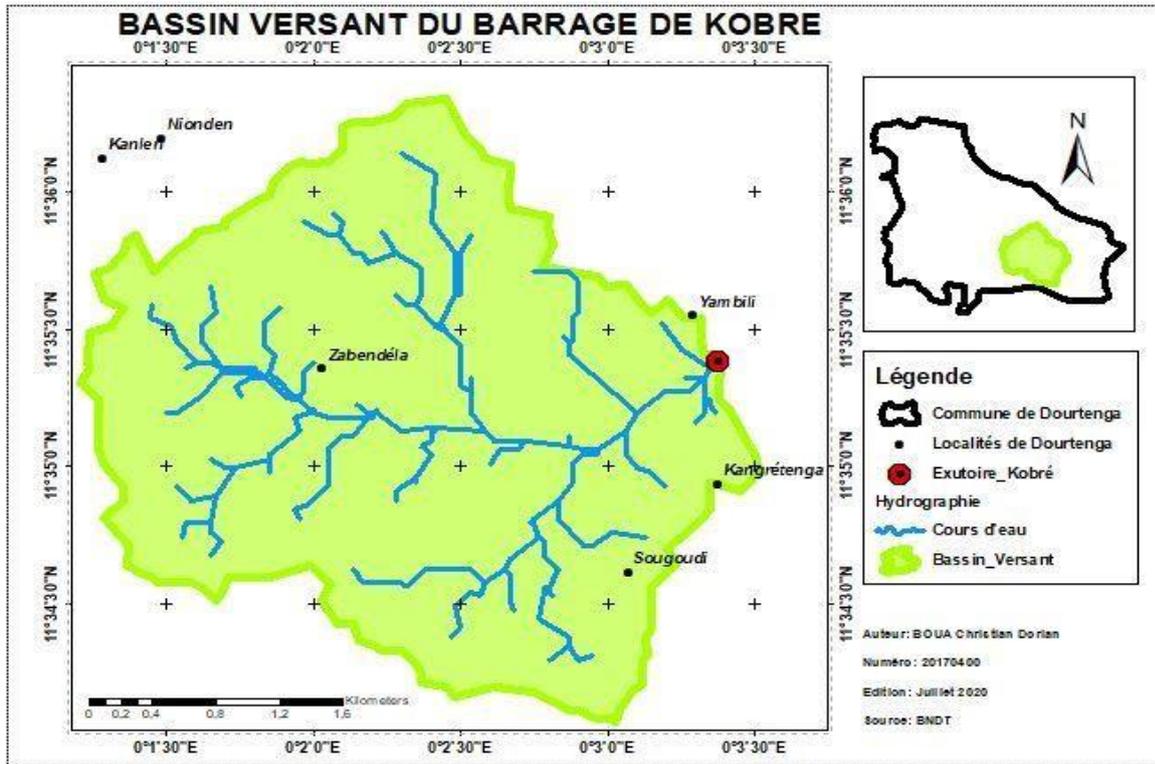


Figure 6 : Bassin versant du barrage de Kobrè

✚ *Synthèse des principales caractéristiques du bassin versant*

Les principaux paramètres du bassin versant sont résumés dans le Tableau 14.

TABLEAU 14: Synthèse des caractéristiques du bassin versant

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Surface	S	Km ²	9,02
Périmètre	P	Km	14,86
Longueur rectangle équivalent	Leq	Km	6
Longueur cours d'eau principal	Lcp	Km	4,5
Pente longitudinale	I	m/km	8,65
Altitude maximale	Z _{max}	m	321
Altitude minimale	Z _{min}	m	283
Altitude à 5% de la surface	Z _{5%}	m	312
Altitude à 95% de la surface	Z _{95%}	m	290
Indice global de pente	I _g	m/km	3,39
Indice de pente transversale	I _t	m/km	10,67
Indice globale de pente corrigée	I _{gcorr}	m/km	5,81
Indice de compacité	I _{comp}	-	1,3
Dénivelée spécifique	DS	-	10,18
Longueur totale des cours d'eau	Lcr	Km	43,2
Classe de relief et perméabilité	Relativement imperméable, Pente modérée : RI, R3		
Régime hydrologique selon Rodier	Tropical sèche (Pan > 750 mm)		

✚ Type de relief et perméabilité du bassin versant

La dénivelée spécifique (Ds) du bassin est comprise entre 50 et 100 m et d'après la classification des reliefs selon celle de l'ORSTOM, le relief du bassin versant du barrage de Kобрé est de type modéré (**R3**).

La géologie du bassin versant du barrage de Kобрé est constituée d'un mélange, à des proportions plus ou moins équivalentes, de formation de type perméable et imperméables. Il est donc identifiable à un bassin relativement imperméable (**RI**) selon les classes d'infiltrabilité définies par RODIER et AUVREY.

V.4.2.2. Prédétermination de la crue de projets

✚ Crue décennale

Les résultats de calcul du débit décennal ainsi que les paramètres suivant les méthodes annoncées plus haut sont consignés dans le Tableau 15, ci-dessous.

TABLEAU 15: Résultats de calcul de la crue décennale

Désignation	Symbol/unité	Valeurs
Surface	S [Km ²]	9,02
Pluviométrie annuelle	P_{an} [mm]	789,6
Pluie journalière décennale	P_{10} [mm]	92,1
Pluie journalière centennale	P_{100} [mm]	128
Indice global de pente	Ig [m/km]	5,81
Indice de compacité	I_c	1,4
Coefficient d'abattement	A	0,85
Coefficient de ruissellement décennal	K_{r10} [%]	26
Temps de base décennal	Tb_{10} [mn]	875,36
Temps de montée décennal	Tm_{10} [mn]	291,79
Coefficient de majoration du débit	m	1,03
Coefficient de pointe de débit	α	2,6
Crue décennale (méthode ORSTOM)	Q_{10} [m ³ /s]	9,43
Crue décennale (méthode CIEH)		23,69
Crue décennale retenue		23,69

Le tableau 15 montre que le débit de crue décennale retenue est celui déterminé avec la méthode CIEH, pour plus de sécurité au vu des changements climatiques et phénomènes exceptionnelles, d'où la valeur de 23,69 m³/s

Crue du projet

Les résultats du calcul de la crue centennale, considérée comme crue de projet, sont résumés dans le Tableau 16 ci-dessous

TABLEAU 16: Synthèse des résultats de la crue du projet

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Crue décennale	Q ₁₀	m ³ /s	23,69
Coefficient du GRADEX	C	-	2,4
Crue centennale calculée	Q ₁₀₀	m ³ /s	56,90
Crue centennale retenue : Crue de projet	Q₁₀₀	m³/s	57

La crue de projet est l'un des paramètres essentiels dans la réalisation d'un barrage car cela y va de la sécurité de l'ouvrage, des personnes et de leurs biens. Son estimation est d'autant plus délicate que le choix de certains paramètres est laissé à l'appréciation du projeteur, qui parfois, demande assez d'expérience et une bonne connaissance de la zone.

A travers la démarche que nous avons proposée, notamment l'utilisation des méthodes de l'ORSTOM et CIEH, nous avons retenu le débit donné par la méthode CIEH pour plus de sécurité car celui-ci est plus important.

V.4.3. Etude de la cuvette

Evaluation des besoins

Les besoins (agricole, domestique et pastoral) eau sont évalués à 581 904 m³ entre Novembre et Mai correspondant à la période d'exploitation agricole Tableau 17.

TABLEAU 17: Apports liquides du bassin versant

Besoins	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Total
Agricole (m³)	18981	28331	32689	36218	44022	29526	189767	18981
Humain (m³)	8091	8361	8361	7552	8361	8091	8361	57176,4
Pastorale (m³)	20546	21231	21231	19176	21231	20546	21231	145191
Total (m³)	47618	57923	62281	62946	73614	58163	219359	581904

Evaluation des pertes

L'estimation des pertes par infiltration et évaporation au niveau de la retenue pendant les mois Tableau 18 où l'ouvrage est sollicité par les activités socio-économiques des populations a

conduit aux résultats dans les Tableaux. Les pertes dues aux dépôts solides dans le Tableau 19 ci-dessous.

TABLEAU 18: Synthèse des pertes infiltration et évaporation

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Total
Evlac(mm)	171,38	167,3	170,9	173	209,5	210,3	214,4	2162,1
Infiltration (mm)	60,00	62,00	62,00	56,00	62,00	60,00	62,00	730,0
Total (mm)	231,38	229,3	232,9	229	271,5	270,3	276,4	1740,7

TABLEAU 19: Evaluation des dépôts solides

Auteur	Dégradation spécifique D (m ³ /km ² /an)	Volume de Sédiment V (m ³ /an)
GRESILLON	205,90	1 857,83
GOTTSCHALK	208,66	1 883
KARAMBIRI	76,16	687,18
Retenue	205,90	1 857,83

Des résultats de l'évaluation des dépôts solides, on note que les résultats obtenus avec les formules de GRESILLON et de GOTTSCHALK sont relativement proches. Pour plus de sécurité afin de bien dimensionner notre retenue en prenant en compte l'envasement, la valeur la plus élevée a été retenue à savoir celle de GRESILLON. Ce qui donne 1 857,83 m³ de sédiments par an en moyenne soit environ 55 735 m³ de sédiments à l'horizon du projet, correspondant à la côte 284,55 m.

V.4.4. Apports liquides du bassin versant

L'utilisation de la méthode de RODIER et celle de COUTAGNE donne les résultats présentés dans le Tableau 20.

TABLEAU 20: Apports liquides du bassin versant

Désignation		Annuelle	Quinquennale sèche	Décennale sèche
Bassin versant	Superficie (km ²)	9,02		

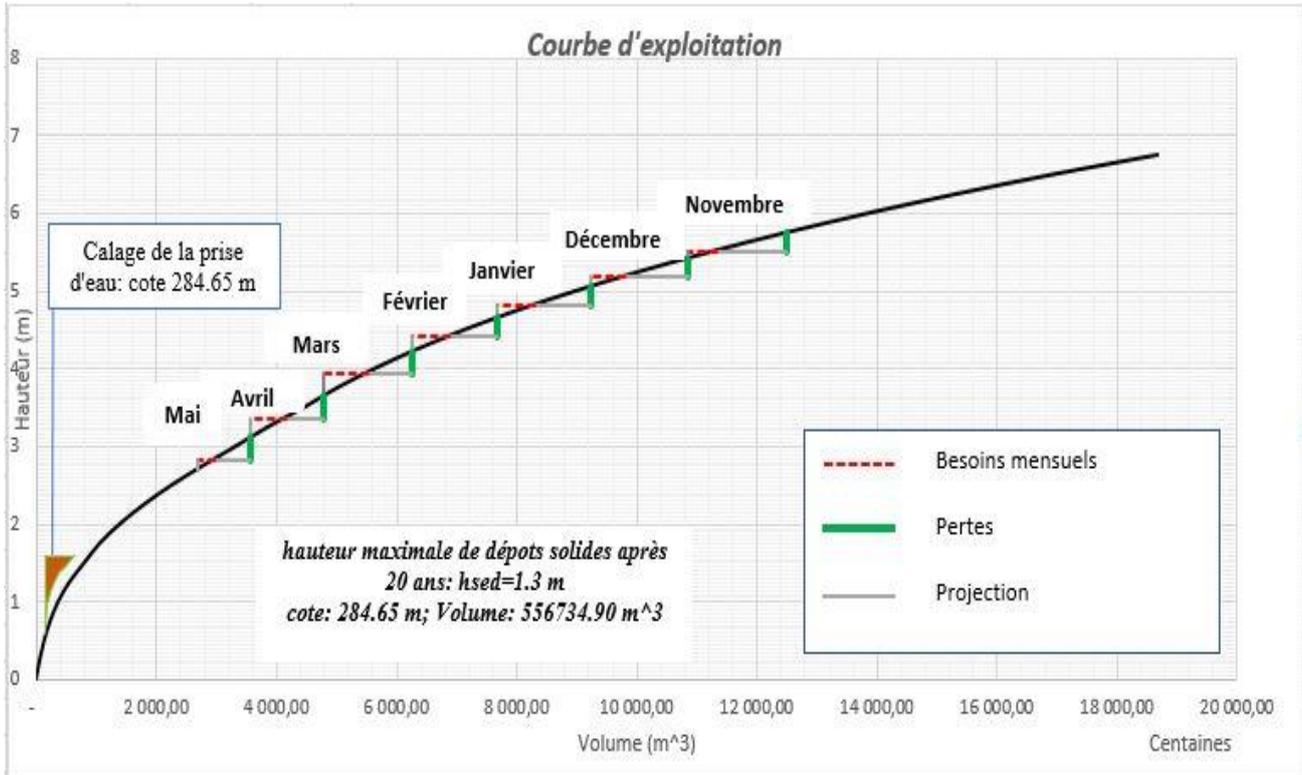
	Pluie (mm)	789,06	687,21	626,09
Méthode de RODIER	Ke (%)	11,40	7,13	5,75
	Apports (m ³)	1 067 98	442 135	324 834
Méthode de COUTAGNE	Ke (%)	16,57	11,59	8,29
	Apports (m ³)	1 476 348	718 421,7	615 555,4

L'examen du tableau 20 montre qu'en année moyenne, le volume obtenu par la méthode de RODIER ne permet pas de remplir le barrage dont la capacité projetée est de 1 249 267 m³ contrairement à la méthode de COUTAGNE qui donne un volume largement supérieur. Cette différence pourrait provenir, dans le cas de la méthode de RODIER, du fait que c'est une méthode graphique qui va engendrer un nombre important d'incertitudes. La méthode de COUTAGNE qui est basée sur une approche climatique (température, pression etc...) pourrait se rapprocher beaucoup plus de la réalité. De ce fait, nous considérons dans nos projections le volume annuel obtenu par la méthode de COUTAGNE.

Simulation de l'exploitation et calage du PEN

Pour couvrir les besoins en eau des populations et les pertes au niveau de la cuvette de Novembre à Avril et en tenant compte des apports liquides du bassin, le plan d'eau normal (PEN) est calé à la côte 289 m. Après simulation de l'exploitation de l'ouvrage, la côte du plan d'eau à la fin de campagne de contre saison (fin Mai) est de 285,95 m (Figure 7). La capacité de stockage de la retenue (au PEN) est de 1 249 267 m³ environ et la superficie du plan d'eau est de 52,71 ha. Avec ce volume, les apports sont suffisants pour assurer le remplissage de l'ouvrage en année normale et même en année quinquennale sèche. Le niveau de remplissage du barrage sera de l'ordre de 58% en année quinquennale sèche. Il ressort que la capacité de stockage du barrage ne permet pas d'irriguer plus de 15 ha. Le volume d'eau dans la cuvette passe de 1 249 266,21 m³ en début Novembre à 212 201,9 m³ en fin Mai (sept mois) correspondant à la côte 285,95 m soit à 133 cm au-dessus du niveau de l'envasement (284,62).

Figure 7 : Simulation de l'installation de la retenue



V.5. Conception et dimensionnement des ouvrages

V.5.1. La digue

V.5.1.1. Caractéristiques de la digue

Les caractéristiques de la digue sont résumées dans le Tableau 21. Le détail de la note de calcul se trouve en (ANNEXE V).

TABLEAU 21: Synthèse des résultats de la digue

Paramètre	Unité	Valeur
Corps du remblai		
Côte au Plan d'Eau Normal	m	289,00
Hauteur de la retenue au plan d'eau normal	m	5,00
Revanche libre	m	0,85
Revanche totale	m	1,60
Hauteur de la digue	m	7,4
Largeur en crête de la digue	m	4,2
Hauteur maximale totale de la digue	m	7,60
Côte de la crête de la digue	m	290,95
Largeur en base de la digue	m	33,6
Longueur totale de la digue sans le déversoir	m	1059,29

Pentes de talus aval et amont	-	1V/2H
Perméabilité du matériau argileux du remblai de la digue	m/s	$1,7.10^{-8}$
Protection de la digue		
Epaisseur de la couche de couronnement	m	0,20
Epaisseur de protection des talus amont et aval	m	0,50
Dimensions des murets de crête (Largeur x Hauteur)	m x m	0,50 x 0,50
Drain		
Epaisseur du drain	m	0,20
Longueur du drain	m	8,50
Perméabilité du drain en matériau sableux	m/s	10^{-4}
Tranchée d'encrage		
Largeur en base de la prétranchée au Bulldozer	m	3,5
Pentes de talus de la prétranchée au Bulldozer	-	3V/1H
Hauteur maximale de la prétranchée au Bulldozer	m	5,50
Hauteur maximale de la tranchée manuelle	m	1,50
Largeur de la tranchée manuelle	m	1,00

Après étude, on obtient une digue de longueur 1059,29 m (sans déversoir), avec une hauteur maximale de 7,6 m et une largeur en crête de 4,2 m. Le remblai est stable avec des pentes 1V/2H en amont comme en aval. La digue est protégée par une couche de couronnement latéritique de 20 cm d'épaisseur et un muret de 50 cm au niveau de la crête, et les parements par du perré dont l'amont est maçonné. Un drain horizontal d'épaisseur 20 cm permet d'évacuer les eaux qui s'infiltrent dans le corps du remblai. La fondation au niveau du lit mineur s'étend sur 100 m par une prétranchée au bulldozer approfondi par une tranchée creusée manuellement ou à la pelle hydraulique. Au niveau du lit majeur et les rives, on aura une tranchée creusée au bulldozer de profondeur variable avec une largeur de fond de 3,5 m.

V.5.2. L'évacuateur de crue

V.5.2.1. Caractéristiques du déversoir

Le déversoir est de type déversoir poids en béton cyclopéen placé au niveau du lit mineur pour permettre la restitution de l'eau directement dans le lit normal. En (ANNEXE V) la coupe transversale de l'évacuateur de crue. Ses caractéristiques sont présentées dans le Tableau 22.

TABLEAU 22: Synthèse des résultats de calcul du déversoir

Désignation	Unité	Valeur	Observation
-------------	-------	--------	-------------

Type de déversoir	-	Poids en béton	Profil trapézoïdale
Position du déversoir	-	Centrale	Restituer l'eau directement dans le lit du cours d'eau
Lame d'eau au-dessus du seuil	m	0,75	Seuil recommandé pour ce type de déversoir
Paroi amont	-	Verticale	
Longueur du déversoir	m	30	Obtenue après laminage de l'hydrogramme de crues
Désignation	Unité	Valeur	Observation
Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (Fc28)	MPa	20	
Poids volumique du béton	kN/m ³	24	
Hauteur maximale	m	5	Ces dimensions vérifient les différentes conditions de stabilité du déversoir
Largeur en crête	m	1	
Angle du talus	°	60	

L'étude de la stabilité participe au dimensionnement du déversoir dont la sécurité repose essentiellement sur son poids. Il s'agit donc de lui donner les dimensions de manière à ce que son poids puisse supporter les actions déstabilisatrices. Après vérification, nous avons conclu que le dimensionnement géométrique proposé permet d'assurer un fonctionnement du déversoir sans risque d'instabilité majeures conformément aux conditions utilisées.

V.5.3. Bassin de dissipation et chenal d'évacuation

Il s'agit d'un bassin à ressaut de type II selon la classification de l'USBR et permet de passer d'un régime d'écoulement torrentiel à un régime fluvial correspondant aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution. Il est muni de blocs de chutes, de blocs chicanes et un seuil terminal. Les résultats sont résumés dans le Tableau 23 (détails en ANNEXE VI).

TABLEAU 23:Caractéristiques du bassin de dissipation

Bassin de dissipation				
Enfoncement	Type	Tirant d'eau normal	Largeur	Longueur
1 m	II	0,71 m	30 m	5,2 m
Blocs de chute				
Hauteur		Largeur en Base		Espacement
0,19 m		0,19 m		0,19 m
Blocs chicane				
Hauteur	Pente	Epaisseur en crête	Largeur	Espacement
0,25 m	1V/1H	0,05 m	0,20 m	0,20 m
Seuil terminal du bassin				

Pente	Hauteur	Longueur de protection aval
1V/2H	1 m	6 m (enrochement et gabion)

Le bassin permet la dissipation de 75% de l'énergie de l'eau et il est nécessaire de revêtir l'aval avec des enrochements et/ou des gabions sur une certaine distance [10]. Nous optons pour une protection en gabions et en enrochements du chenal de section rectangulaire sur une longueur minimale égale à deux fois celle du bassin de dissipation.

V.5.4. Murs bajoyers

Le dimensionnement et la vérification des conditions de stabilité des murs bajoyers donne les résultats suivants (détails en ANNEXE VII) :

TABLEAU 24: Synthèse de dimensionnement du mur bajoyer

Paramètre	Valeur (m)
Hauteur totale du mur	9,20
Epaisseur en crête du voile	0,40
Epaisseur en base du voile	0,75
Epaisseur de la semelle	1,45
Largeur de la semelle	5,00
Largeur du talon	4,25

V.5.5. L'ouvrage de prise et de

vidange

Le débit d'équipement du périmètre en période de pointe est estimé à 3 l/s/ha. En prenant en compte la fonction de vidange, le temps optimal estimé est de 55 jours. De ces deux conditions, nous avons retenu une conduite en fonte de diamètre nominal 400 mm (DN400) comme ouvrage de prise et de vidange calé à la côte 284,65 m avec un débit maximal de 0,6 m³/s. Dans ce cas précis, on ne peut effectuer qu'une vidange partielle de la retenue étant donnée la côte de calage de la conduite. L'ouvrage se caractérise par :

- Un bac de réception en amont en béton armé protégé par une grille à mailles serrées et muni d'un escalier d'accès ;
- Une conduite en fonte DN 400 longue de 60 m et enterrée sous la digue dans un massif en béton ordinaire de 10 cm d'épaisseur. Au milieu de la digue, deux écrans anti-renard

en béton armé sont également prévus et la conduite sera inclinée d'une pente de 0,5% vers l'aval, l'orifice en amont étant protégé par une crépine ;

- A la sortie, un bac de réception en béton armé comprenant une chambre de vanne, une chambre de réception, un mur d'impact destiné à briser l'énergie de l'eau et un escalier d'accès. La chambre des vannes sera fermée par une grille de protection.

V.6. Etude de capacité hydroélectrique

L'étude de la capacité de production nous permettra, de déterminer la production électrique journalière ainsi que le rendement de notre microcentrale.

V.6.1. Les ouvrages hydrauliques de la microcentrale

V.6.1.1. Les grilles et dégrilleurs

Les grilles sont des outils fabriqués à partir d'une série de barreaux de métal parallèles. Dans la prise d'eau, elles permettent de minimiser la quantité de matériaux solides et de sédiments entrant dans l'aménagement. Ainsi, les grilles protègent les turbines. Les grilles peuvent être à plusieurs autres endroits au niveau de l'aménagement empêchant ainsi les débris de passer. Dans notre centrale, On va utiliser deux grilles qui prennent appui sur les bords inférieurs et supérieur de la prise d'eau. Les grilles sont en acier inoxydable, les barreaux sont profilés, inclinées de 25° par rapport à la verticale.

V.6.1.2. Le canal d'amenée

Le canal d'amenée est un canal aménagé qui permet d'amener l'eau d'un point à un autre. Il commence immédiatement après la prise d'eau. Dans notre cas, le canal servira à acheminer l'eau turbinée vers un deuxième réservoir qui après sera pompé pour être restitué au niveau du barrage afin d'être de nouveau turbinée.

TABLEAU 25: Caractéristiques du canal d'amenée

Désignation	Unité	Valeur
Débits	m ³ /s	2
Superficie	m ²	1
Largeur du canal	m	0,10

Hauteur	m	2,42
Pente	-	2m/1000m

V.6.1.3. La conduite forcée

Le tableau ci-après, présente les différentes caractéristiques de la conduite forcée de la prise jusqu'à la microcentrale :

TABLEAU 26: Caractéristiques de la conduite forcée

Désignation	Unité	Valeur	Observation
Longueur	-	13	La longueur de la conduite forcée est optimale, car elle permet de minimiser les pertes de charges tout en gagnant en énergie
Nature	-	-	Fonte ou acier
Coefficient de rugosité (Ks)	-	80	Ce qui coefficient correspond à une nouvelle conduite en fonte
Cote amont	m	284,65	Elle correspond à celle de la prise
Cote aval	m	281,65	Elle correspond au point d'emplacement de la microcentrale

V.6.1.4. Choix de la turbine

Pour que notre microcentrale ait une production électrique optimal, nous avons opter pour une turbine à réaction de type **CROSS FLOW** ou **BANKI** du au faite de notre hauteur de chute qui est égal à de 3m et notre débit de prise égal à de 600 l/s.

De construction simple, elle est constituée de trois parties principales :

V.6.1.5. Puissances et rendements

Agissant comme étant des indicateurs, ils nous permettront d'évaluer les performances de notre système hydroélectrique, afin de déterminer le taux de couvertures en énergie électriques de notre microcentrale ; pour voir s'il y a lieu de trouver des mesures alternatives pour la bonne marche de nos différents équipements afin de booster la production énergétique. Pour ce faire, nous avons évalué les puissances hydraulique, mécanique et électrique ainsi que les différents rendements (turbines et alternateur et globale). Le tableau ci-dessous décrit les différents résultats de rendement et puissance :

TABLEAU 27: Puissances et rendements

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Puissance hydraulique	Ph	KW	12
Rendement turbine	η_t	%	82
Puissance mécanique	Pméc	KW	10
Rendement alternateur	η_a	%	95
Puissance électrique	Pélec	KWh/j	114
Besoins moyens journalier (2020)	Bj	KWh/j	172,94
Besoins moyens journalier (horizon 2050)	Bmj	KWh/j	386,57
Rendement global	η_g	%	29,5

Nous constatons suite à ces résultats que, la population de la zone de Kobré étant estimée à près de 4000 habitants en 2020 avec une demande électrique de 172,94 KWh/j on a un taux de couverture de 63,92% soit 2557 habitants qui auront accès à l'électricité.

Aussi, à l'horizon du projet c'est-à-dire en 2050 nous constatons une augmentation de la demande électrique liée au taux d'accroissement de 2,99 % de la population. Ce qui provoque bien évidemment la chute du taux de couverture en électricité soit 28,51%, traduisant 2653 personnes desservies sur 8990 habitants. Nous proposons une alternance avec l'énergie solaire pour combler le déficit énergétique.

V.7. Impact environnemental et social du projet

V.7.1. Analyse de l'état initial du site

La description de l'état initial du site concerne le cadre biophysique (climat, végétation, relief, sols, hydrographie, faune, flore, etc.) et le cadre humain (démographie, santé, éducation, aspects socio-économiques, etc.). La plupart de ces éléments ont été déjà décrits ci haut dans la présentation de la zone d'étude. En complément, nous relevons quelques détails permettant de préciser davantage l'état initial du site par rapport à l'occupation des terres et les pratiques existantes pouvant être impactées par le projet.

En effet, on distingue globalement deux types d'occupation des terres à savoir les habitations et les champs.

Pour les habitations, on dénombre un certain nombre de concession répartie en 08 chefs de ménages situées à proximité immédiat ou dans la cuvette du barrage. L'habitat est de type traditionnel et fait en matériau locaux. A côté des habitations cohabitent deux infrastructures : un centre de santé et de promotion social (CSPS) et une école. Tous les deux, situés non loin

de la cuvette du barrage, méritent une attention particulière quant à la protection contre les hautes eaux. Le second type d'occupation des terres est la présence des champs agricoles de type pluvial. Au total, 41 propriétaires terriens ont été recensés par le bureau d'études SERAT en 2019, comme étant dans l'emprise du barrage et du périmètre.

En outre, le site à l'état actuel présente quelques objets et lieux sacrés traduisant l'attachement culturel des habitants. Les plus proches de l'emprise du barrage et du périmètre sont notamment 02 lieux sacrés (mare et roche) et 02 tombes familiaux. Ces sites ne sont pas directement impactés par la retenue mais nécessitent leur prise en compte du fait de la proximité avec la cuvette.

V.7.2. Identification des impacts

Il s'agit d'identifier les composantes du milieu récepteur susceptible d'être impacté par les activités en phase de construction et d'exploitation. Le tableau 28 fait la synthèse des impacts identifiés (détails en ANNEXE X).

TABLEAU 28 : Synthèse des impacts potentiels du projet

Composante du milieu récepteur	Impact potentiel	Nature de l'impact
PHASE DE CONSTRUCTION		
Végétation et faune	Perte de végétation et de l'abri des animaux	Négatif
Sols	Dégradation, fragilisation et pollution du sol	Négatif
Eaux de surface et souterraine	Surexploitation des réserves pour les besoins des travaux, pollution par les déchets liquides et solides	Négatif
Air et climat sonore	Pollution atmosphérique par la poussière et les gaz carboniques issus des moteurs des engins, nuisances sonores.	Négatif
Santé des populations	Risque de maladie respiratoires (poussières et gaz des engins) et de propagation des infections sexuellement transmissibles	Négatif
CSPS et Ecole	Nuisances à l'endroit du personnel médical, des patients, des élèves et enseignants liés aux bruits des engins, les odeurs et la poussière	Négatif
Emploi	Création d'emploi directs et indirects	Positif
Composante du milieu récepteur	Impact potentiel	Nature de l'impact
Economie local	Développement de l'économie locale, augmentation du pouvoir d'achat des populations travaillant sur le chantier, développement du commerce.	Positif

PHASE D'EXPLOITATION		
Végétation et faune	Développement de la végétation et la faune aquatique, accroissement des espèces hydrophile naturelles et des arbres fruitiers	Positif
Sols	Modifications des propriétés physico-chimiques des sols au niveau du périmètre lié aux labours et à l'utilisation des intrants agricoles et pesticides	Négatif
Eaux de surface et souterraine	Augmentation de la disponibilité de l'eau de surface, recharge possible des nappes	Positif
Agriculture	Aménagement de 20 ha pour les cultures maraichères, renforcement des capacités techniques des exploitants, augmentation des revenus des populations	Positif
Elevage	Disponibilité de l'alimentation pour le bétail et la fumure pour l'agriculture, développement de l'élevage, augmentation du pouvoir d'achat des populations	Positif
Pêche	Développement de la pêche	Positif
Climat social	Naissance de conflit d'usage	Négatif
Migration	Diminution de la migration saisonnière	Positif
Santé	Accroissement des maladies liées à l'eau (paludisme, bilharziose)	Négatif

V.7.3. Plan de gestion environnemental et social

Le PGES prend en compte la mise en œuvre des mesures d'atténuation, de compensation et d'accompagnement (les détails en ANNEXE X).

V.7.3.1. Mesures d'atténuation et de compensation

Ces mesures concernent surtout la phase des travaux et la remise en état du site. Celles qui incombent à la responsabilité de l'entreprise doivent être prise en compte dans le cahier des charges des travaux. Les autres acteurs identifiés seront également amenés à agir selon leurs compétences. Les mesures concernent entre autres le respect des prescriptions environnementales et sociales de santé et de sécurité, la remise en état du site, la réalisation de reboisements de compensations, etc.

Des impacts ont été identifiés sur le foncier qui se traduisent par l'occupation actuelle du site (habitations et champs). Ce volet doit être traité de manière détaillée et spécifique dans le plan de réinstallation et prendra en compte les ménages susceptibles d'être inondés par les eaux et/ou ceux ayant perdu leurs terres agricoles. Cela devra se faire dans la concertation et avec la participation de la population et des autorités locales.

V.7.3.2. Mesure de bonification et d'accompagnement

Les mesures d'accompagnement comprennent le renforcement des capacités locales des exploitants à travers des formations en techniques agricoles et entretien des ouvrages, l'appui à l'organisation en association et groupement, la sensibilisation orientée dans la bonne utilisation des intrants et des pesticides agricoles ainsi que l'appui à l'équipement des producteurs.

CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Les études de faisabilité pour la réhabilitation du barrage de Kobré avec possibilité d'installation d'une microcentrale s'inscrivent dans le cadre d'une volonté politique non

d'assurer la sécurité alimentaire et de réduire la pauvreté des populations en milieu rural mais aussi de pouvoir combler le déficit énergétique dans ces zones à travers l'hydro énergie. La réalisation de ce projet permettra de remobiliser l'eau pour une relance des activités socio-économiques des populations des villages environnants sans oublier une production électrique in-situ afin de minimiser les dépenses de l'Etat, d'amener les dirigeants à se pencher sur cette option qui comblera le déficit énergétique en zone rurale.

Au terme de cette étude, nous retenons que la retenue du barrage ayant une capacité de stockage (au PEN) est de 1 249 267 m³ environ et la superficie du plan d'eau est de 52,71 ha, et cette capacité nous a permis de dimensionner une microcentrale hydro électrique ayant une puissance électrique de 110,21 KWh/jr soit un taux de couverture 28,51% à l'horizon du projet 2050 avec une population de 8990 habitants.

Dans le but de garantir une exploitation durable de la ressource en eau qui sera mobilisée, et aussi pouvoir subvenir aux besoins électriques des populations il est nécessaire de mettre en œuvre les recommandations suivantes :

- ✚ Afin de pérenniser notre la retenue de notre barrage pour maintenir sa capacité de production, nous proposons l'utilisation de l'énergie hybride à savoir alterner entre l'énergie photovoltaïque en journée et dans soirée nous passerons en hydro électricité ;
- ✚ Réutiliser l'eau turbinée afin de pouvoir créer un cycle tout en garantissant la dureté à long terme de notre ouvrage ;
- ✚ Prévoir une diguette de protection en rive droite pour sécuriser le CSPPS et l'école en cas de crue exceptionnelle ;
- ✚ Mener des investigations géotechniques sur l'ancienne digue en vue d'envisager la possibilité de réutiliser les matériaux pour la nouvelle digue ou la diguette de protection ;
- ✚ En phase d'exploitation, veuillez au respect des différentes règles établies dans le cadre de l'exploitation et la gestion du barrage.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] YELEEN, «Projet d'électrification rurale,» 2008.
[2] hydropower, «Energie,» pp. 17-24, 2017.

- [3] S. e. W. GOUEM, «Monographie de la région du Centre-Est,» 2009.
- [4] F. J. P. P. e. N. SAWADOGO, «Essai de corrélation entre les caractéristiques du climat, de la végétation et des sols au Burkina Faso,» p. p. 12, 2010.
- [5] SERAT , «Etudes Socio-économiques pour la réhabilitation du barrage de Kobré/Sougoudin : Version finale,» 2020.
- [6] Premier Ministère, «Plan National de Développement Economique et Social,» Burkina Faso, 2016.
- [7] FAO, «Crue et Apports : Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versant non jaugés à l'Afrique sahélienne et tropicale sèche,» 1998.
- [8] H. K. e. D. NIANG, « Cours d'hydrologie 2,» 2008.
- [9] T.NASER, «Etude de la faisabilité d'une centrale hydroélectrique sur les cours d'eau de la Momance,» 2013.
- [10] P. R. e. P. M. J. M. DURAND, «Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et tropicale,» 1998.
- [11] H. e. I. GUEYE, «Cours de barrages, Licences 2 et 3,» 2006.
- [12] M. LO, «Cours de barrage,» 2017.
- [13] L. MOUNIROU, «Essentiel d'hydrologie générale : Cours et exercices corrigés,» 2017.
- [14] MEA, «Programme National des Aménagements Hydrauliques 2017-2030,» Burkina Faso, 2017.
- [15] G. ADEOSSI, «L'étude d'impact environnemental et social- Cours 2ie,» 2018.
- [16] R. O. YONABA, «Cours : Hydraulique en charge; Ecoulements en régime permanent des fluides incompressibles,» 2015.
- [17] M. d. l'Energie, «Tableau de bord statistique,» 2018.
- [18] ENERGIE FOR ALL, «Evaluation rapide et analyse d'écart,» Burkina Faso, 2020.

ANNEXES

Annexe I : Etude topographique.....	61
Annexe II : Etude géotechnique	63
Annexe III: Etude pluviométrique	65
Annexe IV : Etude hydrologique	70
Annexe V: Etude de la digue.....	83
Annexe VI : Calcul du déversoir.....	89
Annexe VII : Calcul du bassin de dissipation	96
Annexe VIII : Calcul du mur bajoyer	101
Annexe IX : Calcul de l'ouvrage de prise	103
Annexe X : Etude hydroélectrique	106
Annexe XI : Impact environnemental et social.....	118
Annexe XII : Métré et devis estimatif.....	129
Annexe XIII : Pièces graphiques.....	136

Annexe I : Etude topographique

A partir des courbes de niveaux de la cuvette, les surfaces ainsi que les volumes ont été calculés entre les côtes 283,25 m et 291 m. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Données courbes Hauteur – Volume – Surface

Côte (m)	Surface (m2)	Volume (m3)
283,25	0	-
283,5	23921,125	5 980,28
283,75	27129,095	13 564,55
284	31380,042	23 535,03
284,25	37024,945	37 024,94
284,5	44500,781	55 625,98
284,75	53742,396	80 613,59
285	66463,142	106 310,50
285,25	82935,017	139 870,03
285,5	101008,25	180 268,56
285,75	121023,21	226 296,34
286	143455,57	278 350,83
286,25	165011,85	332 940,08
286,5	186554,45	386 854,59
286,75	211141,96	446 573,57
287	236946,52	501 567,31
287,25	266412,31	564 413,57
287,5	299040,17	635 020,50
287,75	333265,2	714 063,29
288	370727,25	801 957,68
288,25	407841,02	899 306,48
288,5	446350,83	1 006 036,37
288,75	486306,54	1 122 552,81
PEN : 289	527089,96	1 249 266,21
289,25	571054,65	1 386 519,50
289,5	615864,54	1 534 779,22
PHE : 289,75	664884,03	1 694 773,68
290	717144,21	1 867 470,48

Les courbes hauteurs surfaces (Illustration 1) et hauteurs volumes (Illustration 2) sont représentées ci-dessous.

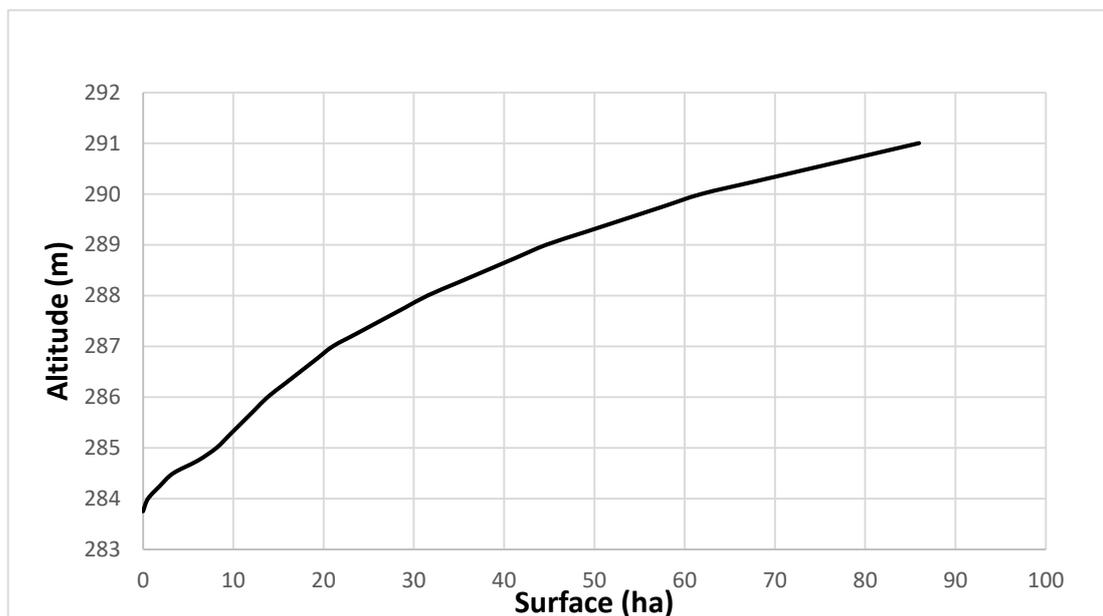
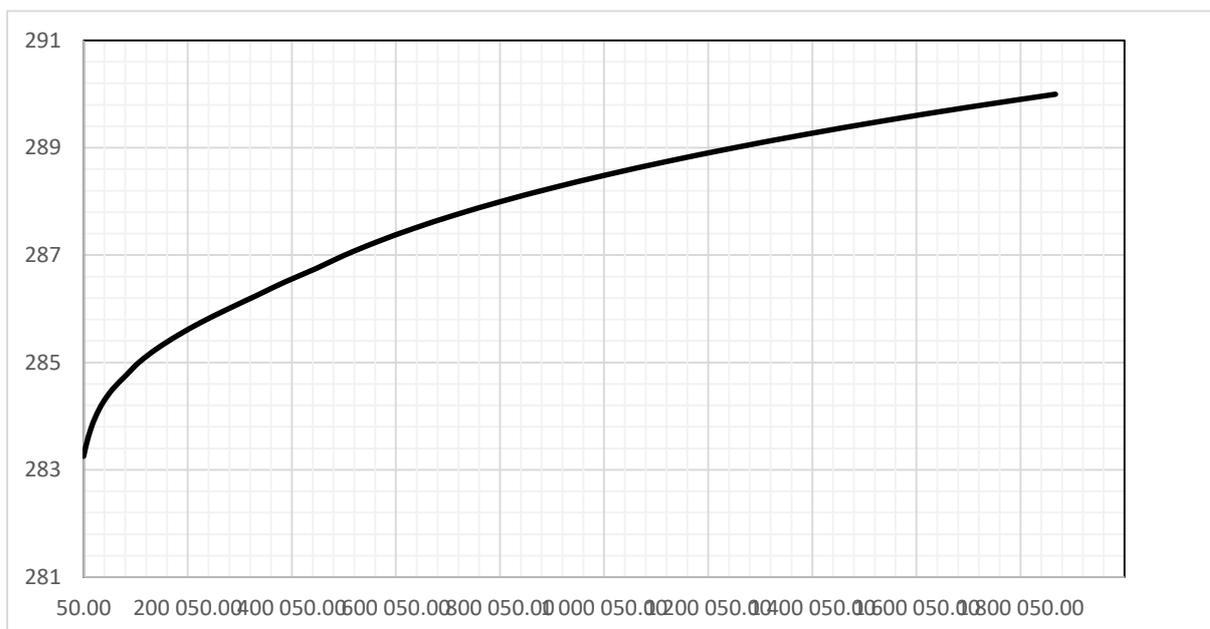


Illustration 1: Courbe hauteur surface

Illustration 2: Courbe hauteur volume



Annexe II : Etude géotechnique

▪ Les différents essais ainsi que les normes utilisées

Type d'essai	Objectif	Norme (s) utilisée (s)
Analyse granulométrique	Déterminer les proportions pondérales des grains de différentes dimensions du matériau grenu	NF P18 – 540 ; NF P18 – 560 ; NF P94 - 056 & 57
Limites d'Atterberg	Déterminer la présence des particules d'argile à travers l'indice de plasticité	NF P94 – 049 – 1 ; NFXP 94 – 060 – 1
Proctor Normal	Déterminer la teneur en eau optimale et les conditions de compactage pour le matériau de remblai	NFP 94 – 093
Cisaillement direct (UU)	Déterminer les caractéristiques mécaniques du sol à savoir la cohésion et l'angle de frottement	NF P – 071 – 1
Perméabilité	Déterminer le coefficient de perméabilité (coefficient de Darcy) des sols saturés	NF P – 94 – 512 – 11
Equivalent sable	Déterminer la proportion des particules fines dans le matériau sableux	NF 18 – 597

▪ Récapitulatif des résultats d'essais des matériaux d'emprunt

Emprunt	Analyse granulométrique (% de passant)			Limites d'Atterberg		Classification USCS	Optimum Proctor Normal (OPN)		Cisaillement		Perméabilité k (m/s)	Utilisation
	< 20 mm	< 2 mm	<80 µm	I _L (%)	I _P (%)		W (%)	γ _h (t/m ³)	Cu (kPa)	Φ (°)		
Emprunt latéritique	100	16	10	22	9	GC/A -2-4	8,5	2,11				Matériau de bonne qualité pour remblai latéritique
Emprunt argileux	100	98	86	43	19	CL/A -7-6	19,0	1,68	49,8	8,0	1,7.10 ⁻⁸	Matériaux de bonne qualité pour remblai de digue

▪ **Récapitulatif des résultats d'essais des matériaux du sol de fondation de la digue**

Prélèvement	Analyse granulométrique (% de passant)			Limites d'Atterberg		Classification USCS	Optimum Proctor Normal (OPN)		Cisaillement		Perméabilité k (m/s)	Conclusion
	< 20 mm	< 2 mm	< 80 µm	I _L (%)	I _P (%)		W (%)	γ _h (t/m ³)	Cu (kPa)	Φ (°)		
P1 E1	98	91	59	41	20	CL/A-	7,0	1,67	52,1	10,2	2.10 ⁻⁷	Argile limoneuse de moyenne plasticité, non dispersive et probablement imperméable
P2 E2	100	93	62	25	11	CL/A--6	13,0	1,81				Limon argileux de faible plasticité, non dispersif et probablement imperméable
P3 E3	98	89	67	33	18		17,5	1,71				
P4 E4-1	99	59	36	36	20	SC/A-	1,9	1,93				Grave latéritique de moyenne plasticité, probablement perméable
P4 E4-2	100	88	15	Non plastique		SC		12,0	2,3	29,3	3,8.10 ⁻⁵	Sable latéritique non plastique, perméable
P11 E11	100	89	58	45	25	CL/A-	5,0	1,71	38,2	10,2	3,3.10 ⁻⁷	Argile limoneuse de moyenne plasticité, non dispersive et probablement imperméable

Annexe III: Etude pluviométrique

✚ Données de pluies annuelles à la station de Koupela (mm)

Années	Pluie annuelle (mm)	Pluie maximale journalière (mm)
1981	-	61,8
1982	-	41,3
1983	-	89,5
1984	-	58,6
1985	-	49,7
1986	-	53,7
1987	730,1	47,2
1988	777,1	80
1989	877,8	61,3
1990	659,6	49,5
1991	800,8	56
1992	774,3	72,2
1993	874,1	68,8
1994	1118,8	101,7
1995	655,7	47,5
1996	722	78,8
1997	439,5	53
1998	827,5	55,8
1999	849,7	50,6
2000	648,6	52,5
2001	663,4	50,2
2002	737,2	60,2
2003	862,8	73,5
2004	881	58
2005	716	67,7
2006	722,9	50,5
2007	858,9	145,7
2008	874,3	67,2
2009	861,7	145,6
2010	969,1	79,2
2011	678,9	74,9
2012	848,3	93,3
2013	735,1	-
2014	869,4	-
2015	706,5	-
2016	1029,7	-
2017	771,9	-
2018	707,4	-

Source : ANM

✚ Evaporation moyenne mensuelle de 1980 à 2015 (station de KOUPELA)

MOIS	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
Nombre de jour	31	30	31	31	28	31	30	31	30
Ev.bacA (mm)	238	232,8	218,8	226,8	247,5	330,6	327,1	330,6	282,1

Source : ANM

✚ Répartition de la pluie annuelle

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Pan.
P (mm)	0	0,3	5,0	8,8	42,0	95,8	161,2	210,6	108,6	20,3	0,0	0,0	652,5
P (%)	0,0	0,0	0,8	1,4	6,4	14,7	24,7	32,3	16,6	3,1	0,0	0,0	100,0

✚ Répartition de la pluie moyenne mensuelle de la station de Koupela (1987-2018)

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Pluie (mm)	0,047	0,27	1,93	26,04	61,025	110,39	181,81	232,88	138,4	35,24	0,293	0,740

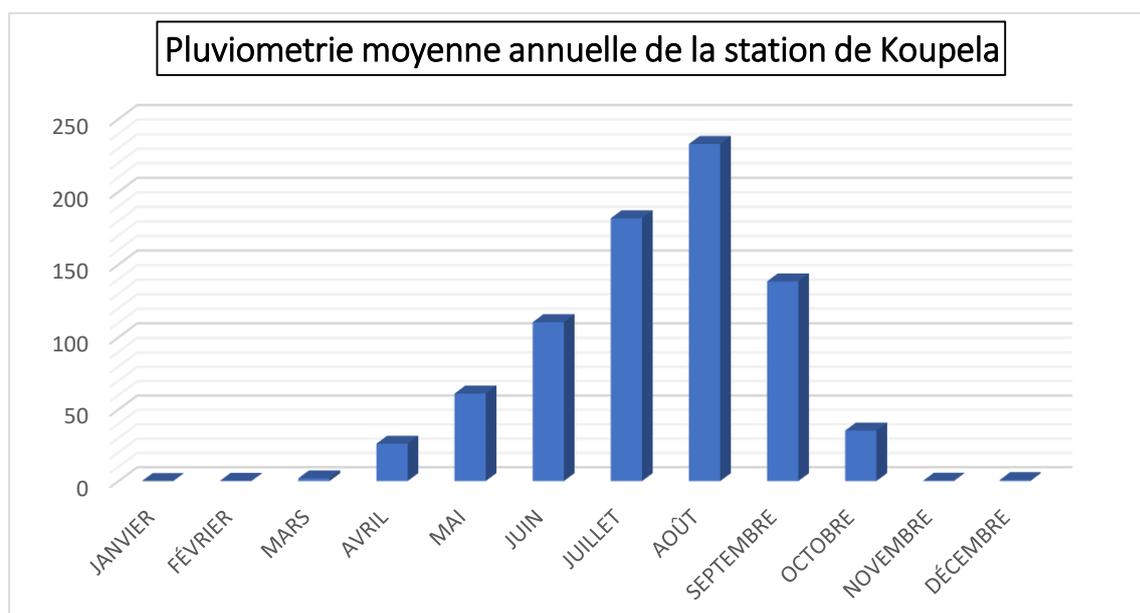


Illustration 3 : Répartition de la pluie moyenne dans les mois de l'année

✚ Résultats de l'ajustement des pluies annuelles

Année	Pluies Annuelles	Rang	Fréquences expérimentales	Up	Xp	IC -	IC +
1997	439,5	1	0,016	-2,154	514,83	434,45	595,20
2000	648,6	2	0,047	-1,676	575,68	507,27	644,09
1995	655,7	3	0,078	-1,418	608,55	546,08	671,01
1990	659,6	4	0,109	-1,230	632,48	574,01	690,94
2001	663,4	5	0,141	-1,078	651,87	596,41	707,33
2011	678,9	6	0,172	-0,947	668,52	615,43	721,61
2015	706,5	7	0,203	-0,831	683,32	632,16	734,48
2018	707,4	8	0,234	-0,725	696,82	647,25	746,39
2005	716	9	0,266	-0,626	709,35	661,10	757,59
1996	722	10	0,297	-0,533	721,15	674,00	768,30
2006	722,9	11	0,328	-0,445	732,39	686,15	778,64
1987	730,1	12	0,359	-0,360	743,21	697,69	788,74
2013	735,1	13	0,391	-0,278	753,71	708,75	798,67
2002	737,2	14	0,422	-0,197	763,97	719,43	808,51
2017	771,9	15	0,453	-0,118	774,07	729,80	818,34
1992	774,3	16	0,484	-0,039	784,08	739,95	828,21
1988	777,1	17	0,516	0,039	794,05	749,92	838,19
1991	800,8	18	0,547	0,118	804,06	759,79	848,33
1998	827,5	19	0,578	0,197	814,16	769,62	858,70
2012	848,3	20	0,609	0,278	824,42	779,46	869,38
1999	849,7	21	0,641	0,360	834,92	789,40	880,44
2007	858,9	22	0,672	0,445	845,74	799,49	891,99
2009	861,7	23	0,703	0,533	856,98	809,83	904,13
2003	862,8	24	0,734	0,626	868,78	820,54	917,03
2014	869,4	25	0,766	0,725	881,31	831,75	930,88
1993	874,1	26	0,797	0,831	894,81	843,65	945,97
2008	874,3	27	0,828	0,947	909,61	856,52	962,70
1989	877,8	28	0,859	1,078	926,26	870,80	981,72
2004	881	29	0,891	1,230	945,65	887,19	1004,12
2010	969,1	30	0,922	1,418	969,58	907,12	1032,05
2016	1029,7	31	0,953	1,676	1002,45	934,05	1070,86
1994	1118,8	32	0,984	2,154	1063,30	982,93	1143,68

✚ Résultats de l'ajustement des pluies maximales journalières

Année	Pluie maximale journalière(mm)	Rang	Fréquence expérimentale	Variable réduite de Gumbel (up)	XP calculé	k	I_{exp} -	I_{exp} +
1982	41,3	1	0,02	-1,43	29,71	-1,56	39,15	20,27
1987	47,2	2	0,05	-1,12	35,67	-1,32	43,66	27,68
1995	47,5	3	0,08	-0,94	39,22	-1,18	46,46	31,98
1990	49,5	4	0,11	-0,79	41,97	-1,07	48,70	35,23
1985	49,7	5	0,14	-0,67	44,31	-0,98	50,68	37,94
2001	50,2	6	0,17	-0,57	46,41	-0,89	52,51	40,30
2006	50,5	7	0,20	-0,47	48,34	-0,81	54,27	42,42
1999	50,6	8	0,23	-0,37	50,17	-0,74	55,98	44,36
2000	52,5	9	0,27	-0,28	51,92	-0,67	57,68	46,17
1997	53	10	0,30	-0,19	53,62	-0,60	59,38	47,87
1986	53,7	11	0,33	-0,11	55,30	-0,53	61,10	49,49
1998	55,8	12	0,36	-0,02	56,95	-0,47	62,86	51,04
1991	56	13	0,39	0,06	58,60	-0,40	64,66	52,55
2004	58	14	0,42	0,15	60,26	-0,34	66,51	54,02
1984	58,6	15	0,45	0,23	61,94	-0,27	68,42	55,46
2002	60,2	16	0,48	0,32	63,65	-0,20	70,40	56,90
1989	61,3	17	0,52	0,41	65,40	-0,13	72,47	58,34
1981	61,8	18	0,55	0,50	67,21	-0,06	74,63	59,79
2008	67,2	19	0,58	0,60	69,09	0,02	76,91	61,26
2005	67,7	20	0,61	0,70	71,05	0,10	79,32	62,78
1993	68,8	21	0,64	0,81	73,12	0,18	81,88	64,35
1992	72,2	22	0,67	0,92	75,31	0,27	84,63	66,00
2003	73,5	23	0,70	1,04	77,67	0,36	87,60	67,74
2011	74,9	24	0,73	1,18	80,23	0,47	90,85	69,61
1996	78,8	25	0,77	1,32	83,05	0,58	94,45	71,65
2010	79,2	26	0,80	1,48	86,20	0,71	98,50	73,90
1988	80	27	0,83	1,67	89,81	0,85	103,15	76,46
1983	89,5	28	0,86	1,89	94,06	1,02	108,66	79,45
2012	93,3	29	0,89	2,16	99,28	1,23	115,46	83,10
1994	101,7	30	0,92	2,51	106,15	1,51	124,43	87,86
2009	145,6	31	0,95	3,04	116,39	1,92	137,86	94,92
2007	145,7	32	0,98	4,15	138,05	2,79	166,36	109,73

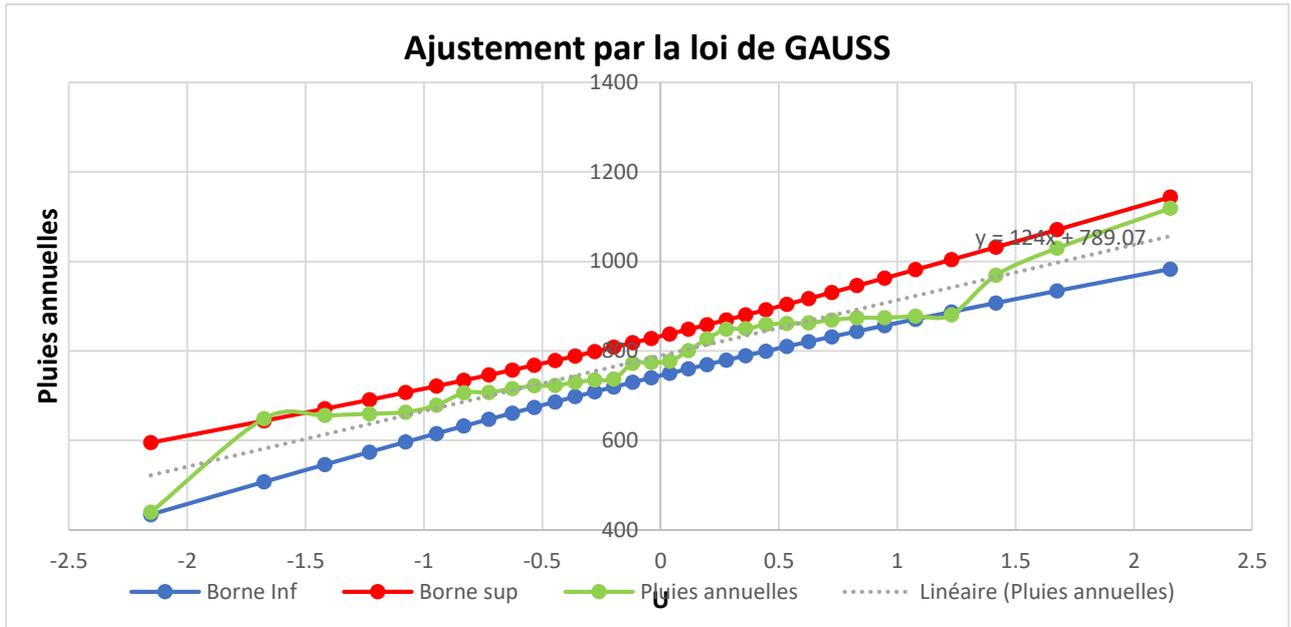


Illustration 3: Graphe d'ajustement des pluies annuelles

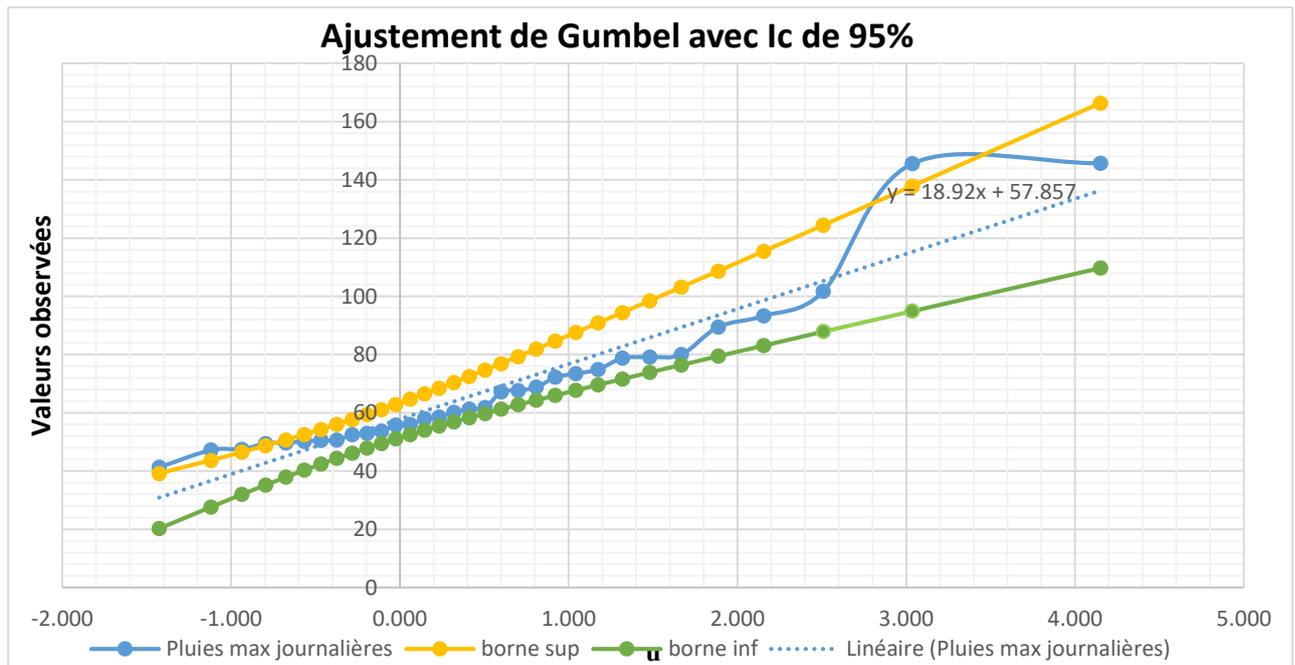


Illustration 4: Graphe d'ajustement des pluies maximales journalières

Annexe IV : Etude hydrologique

✚ Caractéristiques du bassin versant

A partir des limites du bassin versant, le calcul de la superficie (S) et du Périmètre (P) donne :

✓ $S = 9,023 \text{ km}^2$

✓ $P = 14,86 \text{ km}$

✚ L'Indice de compacité K_g

L'indice de compacité ou coefficient de forme ou coefficient de Gravelius, se calcule comme suit:

$$K_G = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \Bigg| \quad K_G = 0,282 \times \frac{14,86}{\sqrt{9,023}} \quad \Bigg| \quad K_G = 1,39$$

La valeur de K_g est supérieure à 1,3 et on déduit que le bassin versant a une forme allongée.

✚ Longueur du rectangle équivalent

C'est la longueur qu'aurait un rectangle de même dimensions (surface S et de périmètre P) que le bassin versant. Elle est calculée par la formule suivante :

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4} \quad \Bigg| \quad L = \frac{14,86 + \sqrt{14,86^2 - 16 * 9,023}}{4} \quad \Bigg| \quad L = 5,90 \text{ Km}$$

✚ Pente moyenne I_{moy}

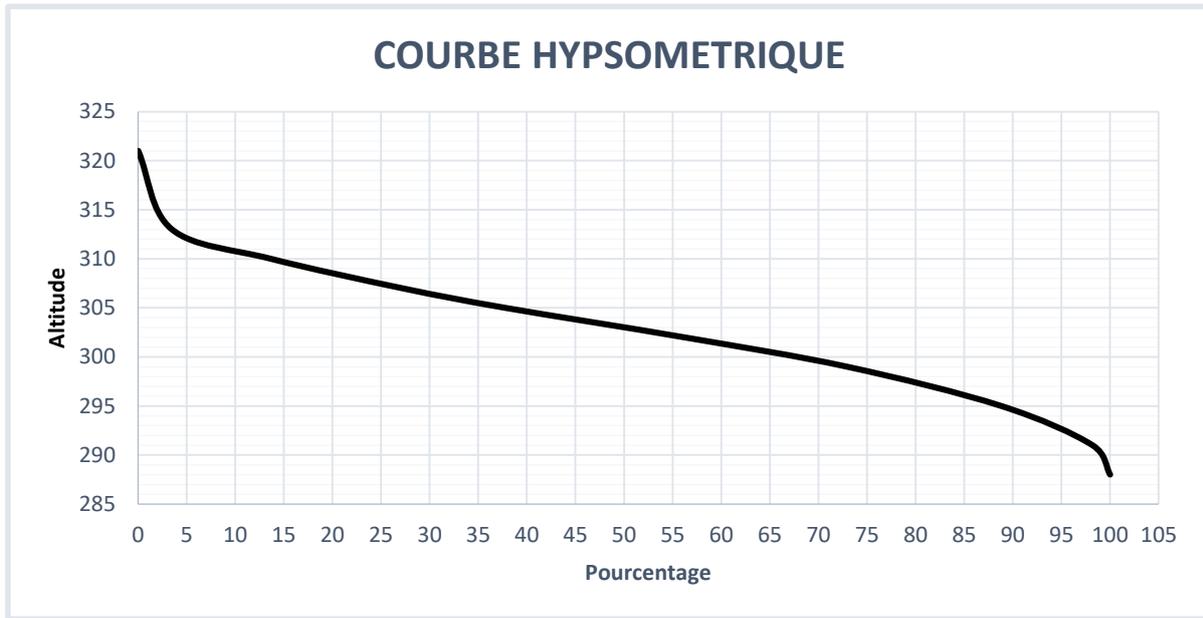
C'est le rapport du dénivelé entre les altitudes maximale et minimale du bassin versant et la racine carrée de la superficie du même bassin versant. Il est calculé de la manière suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}} = \frac{321 - 288}{\sqrt{9,023}} = 10,98 \text{ m/km}$$

✚ Pente longitudinale

$I = \frac{26}{\sqrt{S}}$	$I = \frac{26}{\sqrt{9,023}}$	$I = 8,66 \text{ m/km}$
---------------------------	-------------------------------	---

La pente longitudinale du bassin est comprise entre 5 et 10 m/km. Selon la classification des bassins versant en fonction de la pente de l'ORSTOM, le bassin versant du barrage de Kobré est de classe R3 (pente modérée).



✚ Hypsométrie du bassin versant

Après la délimitation du bassin versant et génération des courbes de niveau, nous avons procédé au calcul des surfaces entre des tranches d'altitude avec le logiciel ArcGIS et les résultats se présentent comme suit.

Altitudes (m)	Surface partielle		Surface Cumulée	
	(m ²)	(km ²)	(Km ²)	(%)
321	0	0	0	0
313	311780,421	0,31178042	0,31178042	3,458181541
310	917207,675	0,91720767	1,2289881	13,63159347
307	1216968,31	1,21696831	2,44595641	27,12986687
305	956465,201	0,9564652	3,40242161	37,73871234
302	1657973,61	1,65797361	5,06039522	56,12849359
299	1513622,83	1,51362283	6,57401805	72,91717627
295	1429703,13	1,42970313	8,00372119	88,775045
291	847388,518	0,84738852	8,8511097	98,17404229
288	164623,475	0,16462347	9,01573318	100
Totale	9015733,18	9,01573318	-	-

Illustration 5: Courbe hypsométrique

A partir de la courbe hypsométrique, on remarque que moins de 10% du bassin versant se situe au-dessus de la 5%, 312 m. Les 90% du bassin se situe entre les altitudes 295 m et 311 m. A partir de la courbe hypsométrique, les altitudes caractéristiques ci-dessous sont déterminées.

Altitudes caractéristiques	Valeur (m)
Altitude à 5% de la surface du bassin $H_{(5\%)}$	312
Altitude à 95% de la surface du bassin $H_{(95\%)}$	293
Altitude médiane $H_{(50\%)}$	303
Altitude maximale H_{\max}	321
Altitude minimale H_{\min}	298,5
Altitude moyenne H_{moy}	288

Le calcul de l'indice global de pente donne :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \dots \quad I_g = \frac{312 - 293}{5,89} \quad \dots \quad I_g = 3,39 \text{ m/km}$$

La pente transversale (I_t) du bassin a été obtenue par une moyenne des pentes transversales calculées en huit (8) points différents (Tableau ci-dessous).

Détermination de la pente transversale moyenne

Points	1	2	3	4	5	6	Moyenne
I_t (m/km)	15	10	12	7	9	11	10,67

$$\frac{(I_t - I_g)}{I_t} = \frac{(10,67 - 3,39)}{10,67} = 0,68$$

Le calcul du rapport entre $(I_t - I_g)$ et I_t donne 0,68 soit plus de 68% qui est largement supérieure à 20%. On calcule alors un indice global de pente corrigé (I_{gcorr}) qui vaut :

$I_{gcorr} = \frac{(n - 1)I_g + I_t}{n}$ <p>Dans notre cas, $L = 5,89$ km, $n = 3$, d'où</p> $I_{gcorr} = \frac{(3 - 1) \times 3,39 + 10,67}{3}$	<p>avec :</p> <ul style="list-style-type: none"> • $n = 2$ pour $L < 5$ km, • $n = 3$ pour $5 \text{ km} < L < 25$ km, • $n = 4$ pour $25 \text{ km} < L < 50$ km • $n = 6$ pour $L > 50$ km <p style="text-align: right;">$I_{gcorr} = 5,81 \text{ m/km}$</p>
--	--

Densité de drainage Dd

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des cours d'eau dans le bassin versant et de la superficie de celui-ci. La longueur totale des cours d'eau est déterminée par le logiciel ArcGIS et vaut **83,42 km**.

$$D_d = \frac{\sum l_i}{S} \quad \Bigg| \quad D_d = \frac{83,42}{9,023} \quad \Bigg| \quad D_d = 9,24 \text{ km/km}^2$$

✚ **Dénivelé spécifique D_s**

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

$D_s = I_{gcorr} \times \sqrt{S}$	$D_s = 5,81 \times \sqrt{9,023}$	$D_s = 17,45 \text{ m}$
-----------------------------------	----------------------------------	-------------------------

Cette valeur est inférieure à 50 m et d'après la classification des reliefs en fonction de la dénivelée spécifique selon l'ORSTOM, le relief du bassin versant est modéré.

✚ **Classe d'infiltrabilité du bassin versant**

Le substratum du bassin est composé de roche imperméable d'une part (Granite, Argile,) et perméables d'autre part (Sable), Ce contexte géologique montre que le bassin est sur une assise relativement imperméable et par conséquent, il est de la classe d'infiltrabilité RI.

En combinant la classe de relief du bassin (R3) et sa classe d'infiltrabilité (RI), on peut conclure que le bassin versant du barrage de Kобрé est de **type R3RI**.

✚ **Prédétermination de la crue de projet**

Détermination du coefficient d'abattement A

$$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 \times \overline{P_{an}}}{1000} \times \text{Log}S \right] \quad \Bigg| \quad = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 \times 789,065}{1000} \times \text{Log}9,023 \right] \quad \Bigg| \quad A = 0,85$$

Détermination du coefficient de ruissellement de la crue décennale

- Méthode ORSTOM

Pour une précipitation décennale ponctuelle P₁₀ différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissèlement Kr₁₀ est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de Kr₇₀ et kr₁₀₀. Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide de la méthode analytique des formules analytiques définies comme suite.

K_{r70} ou $K_{r100} = \frac{a'}{S + b'} + c'$ En régime tropicale sèche et pour un bassin versant dont la superficie est supérieure à 1 et 1500-2000 km².

Pour une classe d'infiltrabilité P3 (RI) et un indice global de pente compris entre 3 et 7, les variables a', b' et c' nécessaire à la détermination des coefficients de ruissellement (k_{r70} et k_{r100}) ainsi que les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Calcul de K_{r10} avec la méthode ORSTOM

Kr	Ig	a'	b'	c'	Kr (%)	Kr10 (%)
K_{r70}	7	200	20	18,5	25,9	26,19
	5,81	-	-	-	24,18	
	3	150	20	1,5	20,1	
K_{r100}	7	240	30	15	28,1	
	5,81	-	-	-	24,1	
	3	200	30	17,5	26,91	

Nous obtenons ainsi un coefficient de ruissellement de la crue décennale de **$K_{r10}=26,1\%$** .

Détermination du temps de base T_{b10} .

Le temps de base T_{b10} est déterminé en utilisant les relations proposées dans le tableau ci-dessous. Pour déterminer la valeur de T_{b10} , nous allons d'abord procéder par interpolation logarithmiques sur les superficies encadrant la superficie de notre bassin entre les temps de base correspondant puis par interpolation linéaire sur les valeurs de l'indice de pente (3 et 7) encadrant l'indice de pente du bassin versant (Tableau ci-dessous).

Ig (m/km)	S (Km ²)	Tb10 (min)
3	9,023	1032,48
5,81	9,023	875,36
7	9,023	501,85

Détermination du temps de montée T_{m10} .

Dans la zone tropicale sèche, en toute première approximation et en l'absence de particularités physiographiques, on peut considérer que le temps de montée représente le tiers du temps de base.

$T_{m10} = 0,33 \times T_{b10}$	$T_{m10} = 1/3 \times 875,36$	$T_{m10} = 291,79 \text{ min}$
---	---	--

Détermination de la crue décennale par la méthode ORSTOM

$$Q_{10} = m * Q_{r10} ; \text{avec}$$

- m : coefficient de majoration qui est fonction de classe d'infiltrabilité du bassin et est **1,03** en zone climatique tropicale sèche
- Q_{r10} : le débit de ruissellement décennal.

En zone tropicale sèche, le rapport Q_{ret10} / Q_{r10} est lié davantage à la surface du bassin dont dépend les possibilités de stockage superficiel (dans les lits des cours d'eau, par exemple) ou interne (horizons pédologiques, voire géologiques) qui favorise l'écoulement retardé, pour les petits bassins imperméables Jusqu'à quelques dizaines de kilomètres carrés)
 $m=1,03$

Le calcul du débit de ruissellement décennal et le débit décennal donne :

$Q_{r10} = 0,85 * 92,1 * 0,26 * 2,6 * \frac{9,023 * 1000}{* 60}$	$Q_{r10} [m^3/s] = 9,15$
$Q_{10} = 1,03 * 9,15$	$Q_{10} [m^3/s] = 9,43$

Le bassin versant ayant un réseau hydrographique à structure dendritique ; conformément à la disposition 3a1g de la check-list, présente un cas normal et ne doit pas subir des corrections au niveau du débit décennal.

Détermination de la crue décennale par la méthode CIEH

C'est une méthode statistique avec plusieurs variantes fonction de l'appartenance du bassin à un découpage climatique, une position géographique, un découpage pour un pays ou un groupe de pays. Les données nécessaires à l'application de la méthode sont :

- ✓ La surface du bassin versant : S [Km²] =9,023
- ✓ La pluie annuelle moyenne : Pan [mm]=789,7
- ✓ L'indice global de pente : Ig [m/km] = 5,81
- ✓ Le coefficient de ruissellement décennal : Kr [%] =41

Les résultats de calcul se présentent comme suit.

Équation			Paramètres				Résultats
N°	n.	r ²	a	b	c	d	Q ₁₀ (m ³ /s)

12	176	0,795	0,095	0,643	0,406	1,038	23,69
40	137	0,688	0,254	0,462	0,101	0,976	20,31
42	133	0,755	0,0912	0,643	0,399	1,019	21,11
Débit décennal retenu=Valeur Maximal de Q₁₀ (m³/s)							23,69

Les résultats obtenus avec les deux méthodes sont de 9,43 m³/s pour la méthode ORSTOM contre 23,69 m³/s pour la méthode CIEH. Pour des raisons de sécurité dans la suite, nous utiliserons le débit décennal de la méthode CIEH qui est **Q₁₀[m³/s] = 23,69**.

✚ Détermination de la crue du projet

La crue du projet correspond à la crue centennale et est donnée par la relation suivante :

$C = 1 + \frac{128 - 92,1}{92,1} \times \frac{\left(\frac{875,36}{60 * 24}\right)^{0,12}}{0,26} = 2,4$ $Q_{100}[m^3/s] = C * Q_{10}[m^3/s] = 2,4 * 23,69 = 56,90$	C = 1,85 Q₁₀₀[m³/s] = 56,90
---	--

Pour notre projet nous retiendrons comme débit du projet, la valeur du débit de la crue centennale, soit **Q_p = 57 m³/s**.

✚ Hydrogramme de crue

- Détermination du débit de rupture de pente (Q_r)

$$\frac{Q_r}{Q_{max}} = \frac{2}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}} \quad \frac{Q_r}{186} = \frac{2}{2,6} * \frac{234 - 2,6 * 68,5}{234 - 2 * 68,5} = 0,4425$$

$$Q_r[m^3/s] = 0,4425 * 166 = 17,51$$

- Données pour le tracé de l'hydrogramme de crue

Q (m ³ /s)	0,0	57,0	17,51	0,0
Temps (min)	0,00	291,79	564,18	875,36

✚ Calcul de la crue de rupture de la digue

$Q_{rup} = 2 * l(R_t + 0,2)^{1,5} + 0,15 * L$	Avec	✓ l=25 m
---	------	----------

$Q_{rup} = 2 * 25(1,65 + 0,2)^{1,5} + 0,15 * 815 = 248,06$	✓ L = 815 m ✓ R _t = 1,65 m $Q_{rup} [m^3/s] = 248,06$
--	--

Le débit de rupture vaut 4,35 fois le débit du projet.

Etude de la cuvette

Evaluation des besoins agricoles

Evaluation des besoins en eau par culture

		Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Totaux
TOMATE	Periode	30	31	31	28	31	30	
	Kc/mois	0,45	0,75	1,03	1,09	0,8		
	ETM mensuelle (mm/mois)	2,95	4,92	6,76	7,15	5,25		
	Pluie efficace(mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	34,70	
	Besoins net / mois(mm)	88,58	152,55	209,50	200,25	162,72	0,00	
	Besoins brute /mois (mm)	126,54	217,93	299,29	286,07	232,46		
	Volume (m3)	18980,88	32689,29	44893,29	42910,84	34868,57	0,00	174342,86
CHOUX	Periode	30	31	31	28	31	30	
	Kc/mois	0,45	0,65	0,75	0,92	1,01	0,7	
	ETM mensuelle (mm/mois)	2,95	4,26	4,92	6,04	6,63	4,59	
	Pluie efficace(mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	34,70	
	Besoins net / stade(mm)	88,58	132,21	152,55	169,02	205,43	137,79	885,58
	Besoins brute /mois (mm)	126,53917	188,87143	217,929	241,455	293,477	196,839	1265,1105
	Volume (m3)	18980,876	28330,714	32689,3	36218,3	44021,6	29525,8	189766,58
OIGNON	Periode	30	31	31	28	31	30	
	Kc/mois	0,63	0,95	1,05	0,98	0,85		
	ETM mensuelle (mm/mois)	4,13	6,23	6,89	6,43	5,58	0,00	
	Pluie efficace(mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	34,70	
	Besoins net / mois(mm)	124,01	193,23	213,57	180,04	172,89	0,00	883,74
	Besoins brute /mois (mm)	177,15	276,04	305,10	257,20	246,99	0,00	1262,486
	Volume (m3)	26573,23	41406,43	45765,00	38580,39	37047,86	0,00	189372,9

Besoins en eau pastorale

Mois	Besoins en eau	Jrs
Novembre	20546	30
Décembre	21231	31
Janvier	21231	31
Février	19176	28
Mars	21231	31
Avril	20546	30
MAI	21231	31
Total	145191	

Besoins humains

La population des villages environnants le barrage est évalué à 3 500 habitants (2019) selon les résultats de l'étude socioéconomique. Le taux d'accroissement dans la commune est de 4,38%. La projection de la population concernée l'horizon du projet (2050) donne 8 990 habitants. Les besoins journaliers considérés sont de 30l/habitant, soit un total de 269,7 m³/jour.

Evaluation des pertes par évaporation infiltration

EFFECTIF ESTIME DU CHEPTEL							
Année	Arsins	Bovins	Caprins	Equins	Ovins	Volaille	Porcins
2019	334	4511	5071	25	4008	12652	709
2050	857	11 586	13 025	64	10 293	32 497	1 820
Besoins en eau (l/jr)	10	50	3,5	25	3,5	0,2	4

MOIS	Jours	Evap.bac		Evlac		Infiltration		Perte /Moi
		mm/mois	mm/j	mm/mois	mm/j	mm /j	mm/mois	mm
Novembre	30	232,8	7,76	5,7	172,4	1,5	45,0	217,4
Décembre	31	218,8	7,06	5,7	176,8	1,5	46,5	223,3
Janvier	31	226,8	7,3	6,0	184,7	1,5	46,5	231,2
Février	28	247,5	8,83	6,6	185,1	1,5	42,0	227,1
Mars	31	318,1	10,26	7,0	217,3	1,5	46,5	263,8
Avril	30	327,1	10,90	7,0	210,3	1,5	45,0	255,3
Mai	31	330,6	10,66	6,7	208,3	1,5	46,5	254,8

Evaluation des pertes dues aux dépôts solides

Auteur	Formule	D	V (m ³ /an)
GRISILLON	$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2}$		
GOTTSCHALK	$D = 260 * S^{-0,1}$		
KARAMBIRI	$D = 137 ** \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,2} * S^{-0,05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]$		
✓ P = 789,07 mm, S = 9,02 km ² ; ✓ h : 0,55 (Bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situés à proximité de ceux-ci ; ✓ r : 0,25 (Relief peu accidenté, accusé).			

Pour la suite du travail, la valeur moyenne des résultats obtenus avec les formules de KARAMBI et de GOTTSCHALK qui sont relativement proches. Le volume moyen de sédiment par années est donc de 3 600 m³ soit environ **43000 m³ de sédiment à l'horizon des 30 ans (horizon 2050).**

Evaluation des apports liquides

- Application de la formule de Coutagne

Désignation	Applications numériques	Résultat
λ	$1/(0,8 + 0,14 * 28)$	0,21
$[1/8\lambda ; 1/2\lambda]$	$[1/(8 * 0,21) ; 1/(2 * 0,21)]$	[0,6; 2,38]
$P(m)$	$P(mm)/1000 = 789,06/1000$	0,78906
Déficit d'écoulement D (m)	$0,78906 - 0,21 * 0,78906^2$	0,65831
Lame écoulée Le (mm)	$P - D = 789,06 - 658,31$	130,75

Avec cette méthode, on obtient une lame ruisselée de 130,75 mm pour la pluviométrie moyenne de 652,5 mm soit un coefficient de ruissellement moyen Ke=16,57%. Le calcul des coefficients de ruissellement en année quinquennale sèche (Ke₅) et décennale sèche (Ke₁₀) donne respectivement 11,59% et 8,29%. Ces derniers rapportés aux quantiles pluviométriques puis à la superficie du bassin donne les apports liquides.

- Application de la méthode de Rodier

Au regard du substratum rocheux de notre bassin versant, le bassin type lui correspondant est celui de *de type Binnde (Manga)*. Le graphique ci-dessous (Illustration 6) donne pour des

hauteurs pluviométriques annuelles de fréquence médiane variant entre 750 et 1000 mm, les courbes de distribution statistique des lames écoulées annuelles. A partir de ces courbes nous estimons, les lames écoulées de fréquence médiane, quinquennale sèche et décennale sèche correspondant respectivement à $P_{med} = 750$ mm et $P_{med} = 1000$ mm. Les résultats du calcul de la lame écoulee (L_e) sont le tableau ci-après.

Fréquences	L_{e750} (mm)	L_{e1000} (mm)	Log ($L_{e773,29}$)	$L_{e773,29}$ (mm)	K_e (%)
Médiane (0,5)	75	175	1,91	81,28	10,51
Quinquennale (0,8)	48	100	1,71	51,27	7,46
Décennale (0,9)	33	77	1,55	35,48	5,67

Les apports en année normale, quinquennale sèche ou décennale sèche seront calculés en multipliant les lames d'eau écoulee (L_e) ainsi obtenue à la superficie de notre bassin.

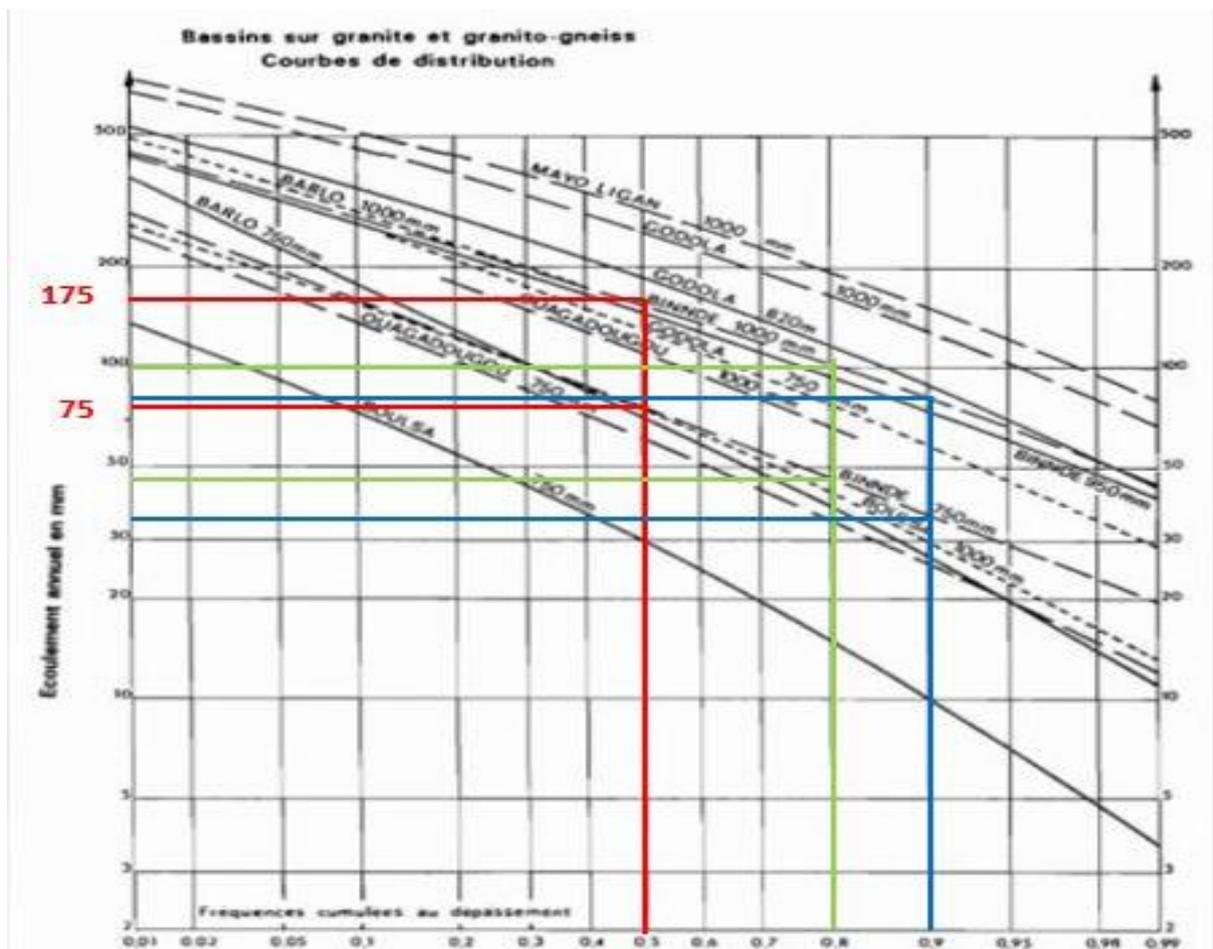


Illustration 6: Détermination des lames écoulées

- Synthèse de l'évaluation des apports liquides

Désignation		Annuelle	Quinquennale sèche	Décennale sèche
Paramètres du BV	Pluie (mm)	789,07	687,21	626,09
	Superficie bassin (km ²)	9,02	9,02	9,02
Méthode de Coutagne	Déficit d'écoulement D (mm)	658,32	588,03	543,77
	Lame écoulée Le (mm)	130,75	99,18	82,32
	Coef. d'écoulement Ke (%)	16,57	11,59	8,29
	Apports liquides (m ³)	1179355,07	718421,7	615 555,4
Méthode de Rodier	Lame écoulée Le (mm)	81,28	51,27	35,48
	Coef. d'écoulement Ke (%)	10,51	7,46	5,67
	Apports liquides (m ³)	1 067 980	442 135	324 834

Simulation de l'exploitation de la retenue

Désignation		Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Total	
Début	Côte (m)	289	288,44	288,07	287,67	287,2	286,62	286,1	-	
	Volume (m ³)	1 249 266,21	979 910,15	829 293,47	689 276,11	551 264,49	415 748,32	297 528,26	-	
Pertes	Hauteur (mm)	231,38	229,27	232,93	229	271,53	270,32	276,45	1740,9	
	Volume (m ³)	117 306,1	104 438,65	92 695,55	77 704,37	75 080,99	61 963,6	60 089,7	589 278,96	48 %
Consommations	Hauteur (mm)	98,62	130,73	167,07	201	308,47	259,68	153,55	1 319,12	
	Volume (m ³)	47 617,75	57 922,15	62 280,72	62 946,07	73 613	58 162,68	29 591,43	392133,8	32 %
Fin	Volume (m ³)	1084370,44	921988	767012,75	626330,0	477651,48	357585,64	267936,82	267936,82	20 %
	Côte (m)	288,44	288,07	287,67	287,2	286,62	286,1	285,95	-	

Avec un aménagement de 15ha, on se retrouve en fin de cycle avec un volume de 267 937 m³ d'eau dans le barrage correspondant à la côte 295,65 soit 130 cm au-dessus du niveau de l'envasement (67 452 m³). Le volume exploitable restant est de 200 485 m³. Le volume restant dans la cuvette équivaut au volume des sédiments après 140 années.

Ainsi, on note que les consommations sont de 32% du volume d'eau mobilisé. Les 60% sont perdus par infiltration et évaporation (48%) ; dépôts solide (5%) ; restants (15%)

Annexe V: Etude de la digue

✚ Calcul de la hauteur de la digue du barrage

La hauteur de la digue (H_b) est déterminée en majorant la hauteur au plan d'eau normale (PEN) de la retenue (H_n) avec la charge au-dessus du déversoir ($h=0,75$) et la revanche libre (R). La hauteur au PEN est la différence entre la côte de la crête du déversoir et celle du fond de la cuvette.

Hauteur du barrage : $H_b = H_n + h + R$

Hauteur au plan d'eau normale : $H_n = \text{côte déversoir} - \text{côte fond}$

$$H_n = 289 - 283,25 = 5,75 \text{ m}$$

La revanche libre (R) est une tranche comprise entre le PHE et la Crête du barrage. Le calcul de la revanche tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. La hauteur des vagues provoquées par les vents dans la retenue dépend de la vitesse du vent, de la durée du vent, du fetch (longueur du plan d'eau exposée au vent), de la profondeur de l'eau et de la largeur du plan d'eau .

Hauteur des vagues

La hauteur des vagues peut être calculée selon des formules empiriques ci-dessous

Auteurs	Formules / application	Résultat
Mallet et Pacquant.	$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{f}$ $h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{0,75}$	$f = 0,75 \text{ km}$ $h_v = 0,79 \text{ m}$
STEVENSON	$h_v = \begin{cases} 0,75 + 0,34\sqrt{f} - 0,36\sqrt[4]{f}, & \text{si } f < 18 \text{ km} \\ 0,34\sqrt{f}, & \text{si } f \geq 18 \text{ km} \end{cases}$ $h_v = 0,75 + 0,34\sqrt{0,79} - 0,36\sqrt[4]{0,79}$	$h = 0,73 \text{ m}$

Pour la suite, nous retenons la hauteur moyenne des deux résultats précédents soit **$h_v = 0,78 \text{ m}$** .

Vitesse des vagues

La vitesse de propagation des vagues de hauteurs comprises entre 0,5 et 2 m est donnée par:

$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h_v \leftrightarrow v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * 0,78$	$v_v = 2,02 \text{ m/s}$
---	--------------------------

Revanche libre

Elle est calculée selon la relation dite simplifiée :

$R[m] = A \left(h_v + \frac{v}{2g} \right)$	✓ h_v = hauteur des vagues [m] ;
$R[m] = 0,75 \left(0,78 + \frac{2,02}{2 * 9,81} \right)$	✓ v = vitesse de propagation des vagues [m/s] ;
avec	✓ g = accélération de la pesanteur [m/s^2] ;
$R[m] = 0,66$	✓ A = coefficient de sécurité ($A = 0,75$) ;
	✓ R : la revanche libre.

La revanche libre ainsi calculée est de 0,66 m et pour la suite elle sera pris égale à 0,85 m qui est la valeur comprise entre 0,8 et 1,5 pour un déversoir de moins de 10 m.

Hauteur du barrage

$H_b[m] = 5,75 + 0,75 + 0,85 = 7,4.$

La largeur en crête de la digue

Le calcul de la largeur en crête du barrage se présente comme suit.

Hauteurs	Formules	Application	Valeur $l_c(m)$
KNAPPEN	$1,65\sqrt{H_b}$	$1,65\sqrt{7,4}$	4,49
PREECE	$1,1\sqrt{H_b} + 1$	$1,1\sqrt{7,4} + 1$	3,99
Autre formule	$3,6^3\sqrt{H_b} - 3$	$3,6^3\sqrt{7,4} - 3$	4,01
Retenue	-	-	4,50

Une largeur en crête $l_c = 4,5 \text{ m}$ sera retenue.

Stabilité des pentes

La digue est constituée de matériaux argileux. Avec ces matériaux, une pente de 1V/2H est retenue et la stabilité des talus ont été à partir du logiciel Géoslop.

Calcul de la largeur en base de la digue

$L_b = L_c + 2 * x$ avec $x = 2H_b \rightarrow L_b = L_c + 4H_b$

$$AN : L_b = 4 + 4 * 7,4 \rightarrow L_b[m] = 33,6$$

Protection des talus

Les talus amont et aval seront protégés par des moellons latéritiques cimentés.

✓ **Calcul de l'épaisseur de la couche de protection**

Elle est donnée par la relation $e = 1.5 \times D_{50}$ avec $D_{50} = f(h_v)$

Le tableau suivant donne les valeurs de D_{50} en fonction de la hauteur des vagues h_v calculée plus haut.

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

La hauteur des vagues $h_v = 0,78$ m est comprise dans l'intervalle [0,6; 1,2] donc $D_{50} = 0,30$ m. On calcul ainsi l'épaisseur des enrochements qui vaut $e = 1,5 \times 0,30 = 0,45$ m .

$$e[m] = 0,45$$

✚ **Synthèse des éléments de conception de la nouvelle digue**

Désignation	Valeurs	
Largeur en crête de la digue l_c [m]	4,5	
Pente talus amont	1V /2 H	
Pente talus aval	1V /2 H	
Hauteur de la digue H_b [m]	7,4	
Angle au pied des talus α [°]	26,58	
Largeur en base de la fondation L_b [m]	33,60	
Epaisseur de protection des talus	Couche d'enrochement [m]	0,45
	Couche de pose [m]	0,10

Vérification de la stabilité des talus avec GéoSlope

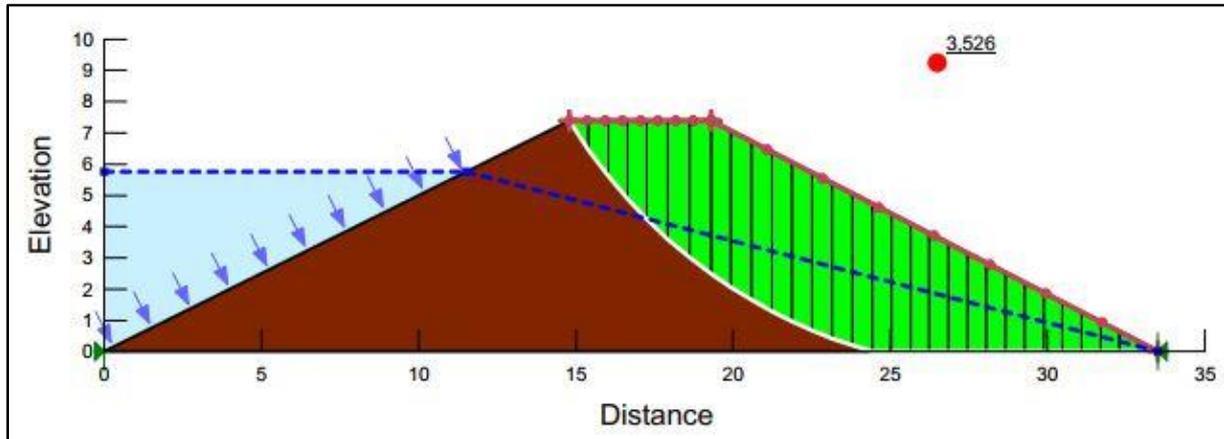


Illustration 8 : Facteur de sécurité de Bishop pour le talus aval

✚ Evaluation du poids des enrochements

Pour évaluer le poids des moellons en fonction de sa densité et de sa masse volumique on utilise la formule de Hudson :

$P = \frac{\rho h v^3}{[K_p \cotang(\alpha)][d - 1]^3}$	Avec	✓ $K_p = 5$ ✓ $\alpha = 26,6^\circ$ et ✓ $h v = 0,78$ ✓ $\rho = 2500 \frac{kg}{m^3}$ ✓ $d = 2,5$
$P = \frac{2500 \times 0,78^3}{[5 \times \cotang(26,6)][2,5 - 1]^3}$		
$P = 36 \text{ kg/ml}$		

✚ Infiltration à travers la digue

Les paramètres à déterminer sont représentés par le graphique ci-dessous (Illustration).

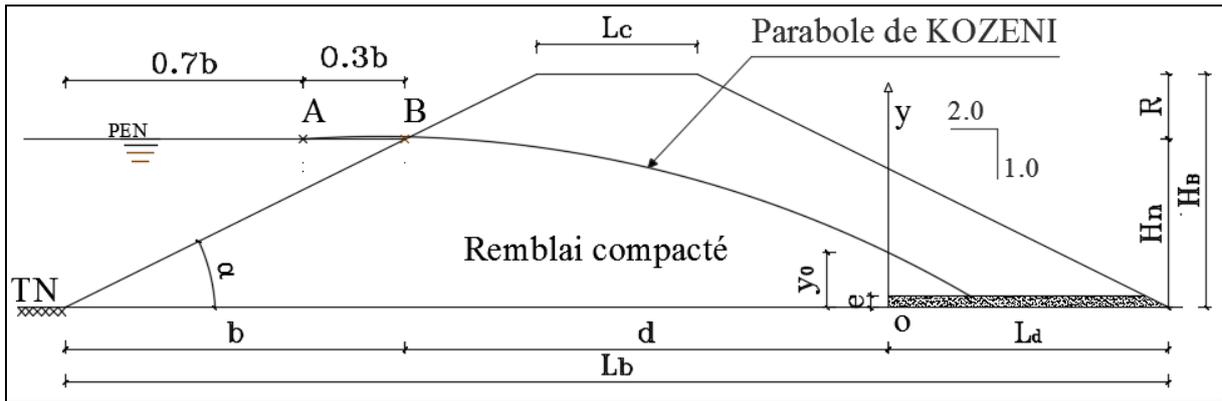


Illustration 9 : Graphique de la parabole de KOZENI

Calcul de la longueur du drain

$$L_d = 0,25L_b = 0,25 * 33,6 = 8,40 \qquad L_d[m] = 8,50$$

Calcul du paramètre b

Le paramètre b correspond à la projection orthogonale de la partie mouillée du parement amont et se calcul comme suit.

$b = H_n/m_1$ $b = 5,75/0,5 \rightarrow b [m] = 11,5$	Avec	H_n : la hauteur au plan d'eau normale (PEN) ; m_1 : le fruit de berge du talus amont.
---	------	---

Calcul du paramètre d

Il correspond à la largeur en base du barrage diminué de 0,7b et de la longueur du drain (L_d).

$$d = L_b - L_d - 0,7b$$

$$d = 33,6 - 8,5 - 0,7 * 11,5 \qquad d [m] = 17,05$$

Hauteur du drain

Kozeny a montré, que dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne phréatique peut assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage et son équation est de la forme $y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$. Avec quelques considérations, on aboutit à $y_0 = \sqrt{H_n^2 + d^2} - d$.

$$y_0 = \sqrt{5,75^2 + 17,05^2} - 17,05 \qquad y_0 [m] = 0,94$$

Calcul du débit de fuite

L'application de la loi de Darcy : $q = k \cdot i \cdot S$ avec $i = dy/dx$ et $S = 1m^2$, conduit à une équation de la forme $y^2 - y_0^2 - 2qx/k = 0$. Cette dernière ramenée à l'équation de la parabole de Kozeny, on déduit que $y_0 = \frac{q}{k}$ soit :

$q = k \cdot y_0 = 0,94 \cdot 10^{-8}$ $q = 9,4 \cdot 10^{-9} [m^2/s/ml]$	avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ q : le débit de fuite ($m^2/s/ml$) ✓ $k = 10^{-8} m/s$: perméabilité du remblai ✓ y_0 : la hauteur du drain filtrant
---	------	---

Calcul de l'épaisseur du drain

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

$e = 2 \sqrt{\frac{q \cdot L_d}{K_d}}$ $e = 2 \sqrt{\frac{9,4 \cdot 10^{-9} \cdot 8,50}{10^{-5}}} = 0,18$ $e [m] = 0,20$	avec	<ul style="list-style-type: none"> ✓ K_d : la perméabilité du drain (sable grossier) $K_d = 10^{-5} m/s$ ✓ L_d : la longueur du drain ✓ q : le débit de fuite ✓ e : l'épaisseur du drain
--	------	---

Tableau récapitulatif des paramètres de l'infiltration à travers la digue.

Paramètres	Symbole/Formules	Valeur
Largeur de base [m]		33,60
Hauteur au PEN H_n [m]	$H_n = Cote\ PEN - cote\ de\ fond$	5,75
Longueur du drain [m]	$L_d = 0,25L_b$	8,50
Paramètre b[m]	$b = H_n/m$	11,50
Paramètre d [m]	$d = L_b - L_d - 0,7b$	14,55
Hauteur du drain y_0 [m]	$y_0 = (H_n^2 + d^2)^{0,5} - d$	0,94
Débit de fuite q [$m^3/s/ml$]	$q = k_r \cdot y$ avec $k_r = 10^{-8} m/s$	9,4E-09
Epaisseur du drain [m]	$e = 2 \cdot (q \cdot l/k_d)^{0,5}; k_d = 10^{-5} m/s$	0,20

🚧 Protection crête de la digue

La crête de la digue sera protégée par un revêtement latéritique d'épaisseur 20 cm et des murets parapets de 0,5m*0,5m.

Annexe VI : Calcul du déversoir

✚ Calcul de l'effet de laminage par la méthode x_0

Données de calcul :

- ✓ La charge sur le seuil déversant $h[m] = 0,75$
- ✓ La largeur en crête du seuil $b_1[m] = 1$
- ✓ Le coefficient de débit $m = f(h/b_1) = 0,39$ (Illustration 7)
- ✓ L'accélération de la pesanteur $g[m/s^2] = 9,81$

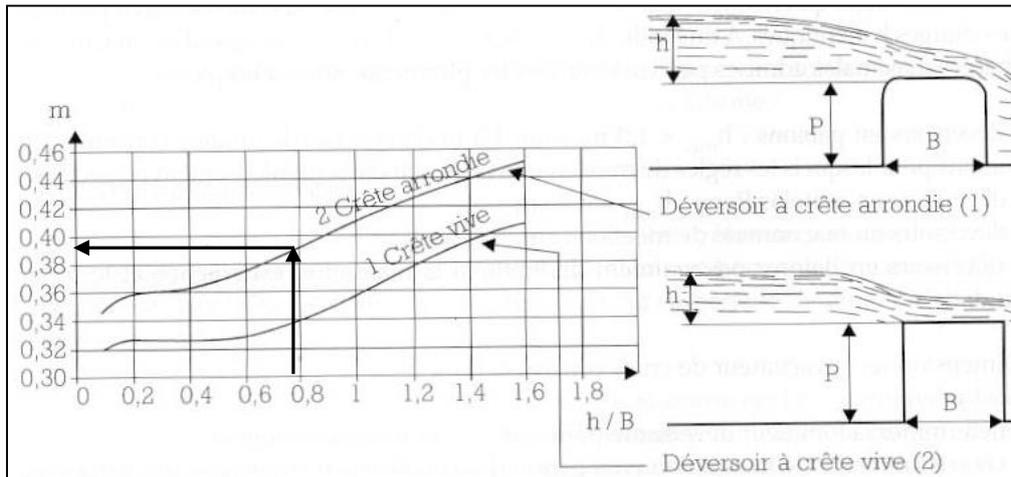


Illustration 7: Détermination du coefficient de débit sur seuil

Calcul de la longueur du seuil sans l'effet de laminage

$$L = \frac{Q_{c \max}}{m \sqrt{2} * g * h^{1,5}} = \frac{56,9}{0,39 * \sqrt{2} * 9,81 * 0,8^{1,5}} = 45,59 \text{ m}$$

Calcul du coefficient « x_0 ».

$$x_{01} = \frac{m^2 * g * L^2 * Q_{c \max} * t_m^3}{S^3} \text{ avec } S = 615865 \text{ m}^2 \text{ et } L_1 = 45,59 \text{ m}$$

$$X_{01} = \frac{0,39^2 * 9,81 * 45,59^2 * 56,9 * 17507,26^3}{615865^3} = 4,13$$

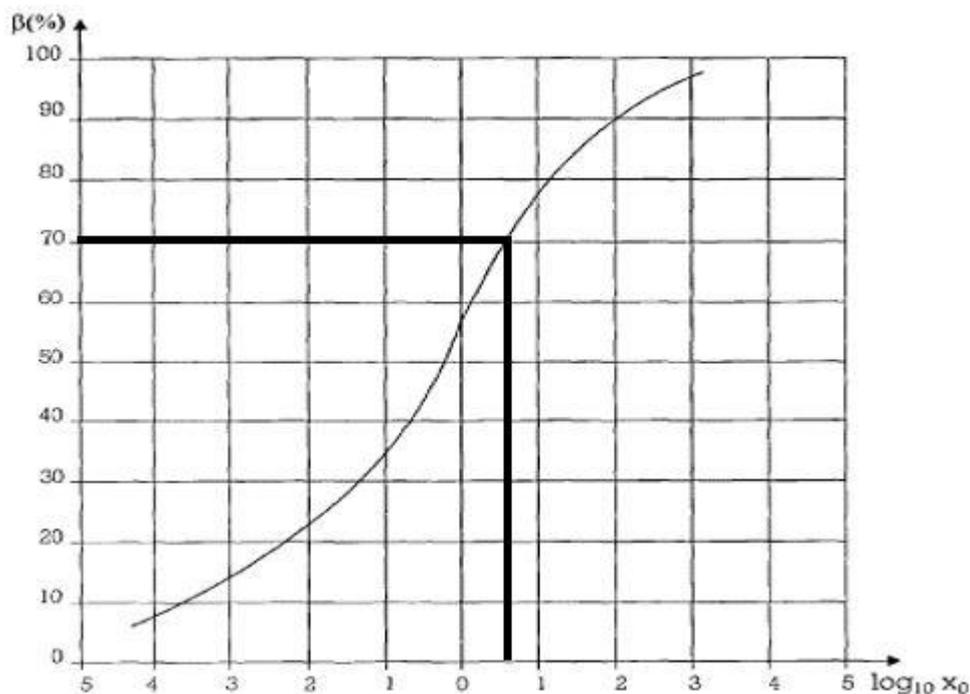
$$\log_{10}(X_{01}) = \log_{10}(4,13) = 0,62$$

Avec de la valeur du $\log_{10}(X_{01})$, on lit celle de $\beta_1 = 70\%$ sur l'abaque (

Illustration) et on déduit le débit maximal laminé $Q_{emax1} = \beta_1 * Q_{c \max} \rightarrow Q_{emax1} = 0,7 * 56, = 39,83 \text{ m}^3/\text{s}$.

Illustration 11: Abaque de $\beta = f(\log(X_0))$

Par



itérations successive, on aboutit aux résultats consignés dans le tableau ci-dessous.

L	X₀	Log10(X₀)	β	Q_e (m³/s)
-	-	-	1,000	56,90
50,23	5,01	0,70	0,70	39,83
22,84	1,04	0,02	0,63	35,85
20,55	0,84	-0,08	0,59	33,57
19,25	0,74	-0,13	0,58	33,00
18,92	0,71	-0,15	0,58	33,00
18,92	0,71	-0,15	0,58	33,00
18,92	0,71	-0,15	0,58	33,00

On obtient ainsi une longueur de seuil d'environ 18,92 m avec un débit laminé de 33 m³/s. Pour tenir compte des effets du changement climatique (variation brusque de crue), un déversoir de **30 m** long de sera retenu. Le débit laminé correspondant vaut 37,1 m³/s soit 62,5% de la crue du projet.

✚ Etude de la stabilité du déversoir

La vérification de la stabilité a été faite au PHE sur la base des dimensions hors sol de l'ouvrage (fondation non prise en compte). Les forces agissantes sur le déversoir sont représentées par l'illustration .

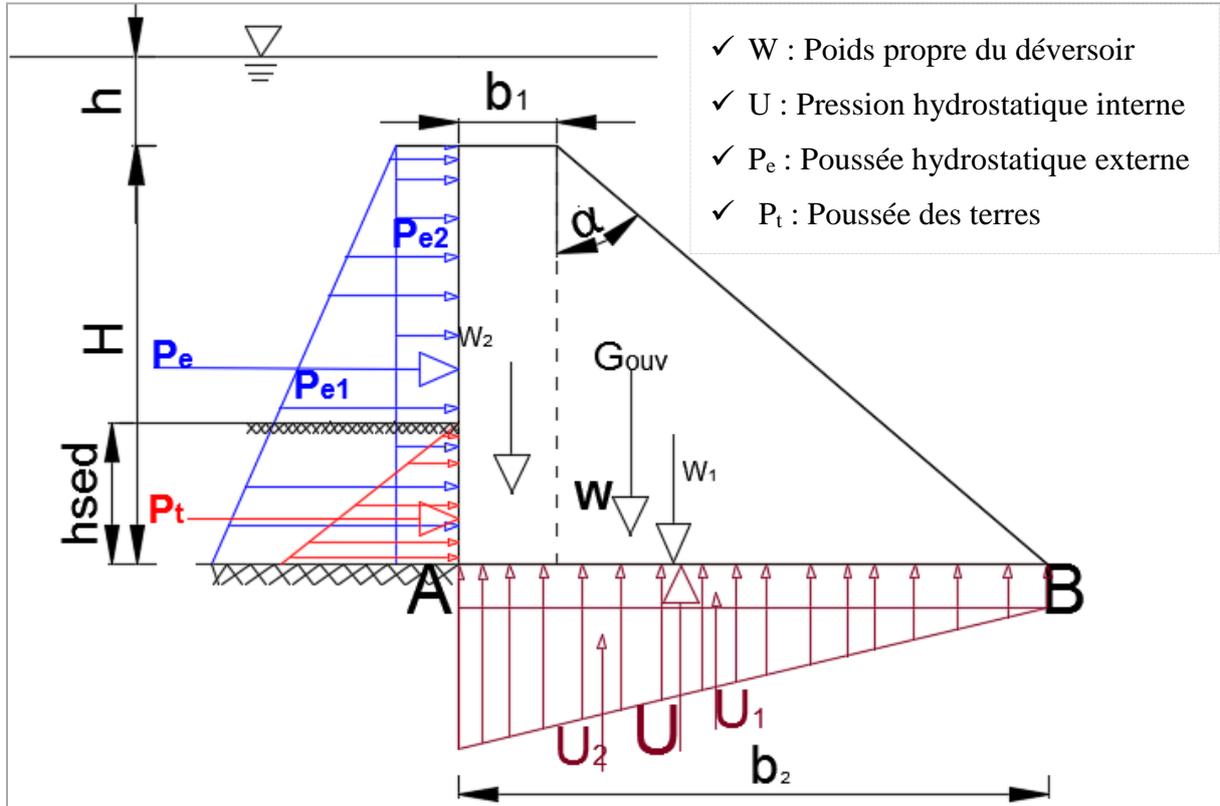


Illustration 12 : Aperçus des forces agissantes sur le déversoir

Considération de calcul
✓ b_1 : largeur en crête du seuil (1 m)
✓ Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
✓ Poids volumique du béton $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$
✓ Poids volumique des terres $\gamma_{sed} = 18 \text{ kN/m}^3$
✓ φ : Angle de frottement sédiment ($\tan\varphi = 0,65$)
✓ Hauteur du déversoir $H = 5,75 \text{ m}$
✓ Hauteur des sédiments $h_{séd.} = 1,3 \text{ m}$
✓ Poids volumique saturée du remblai argileux : $\gamma_r = 16,8 \text{ kN/m}^3$
✓ $\tan\varphi = 0,65$ (contact béton – roche tendre)
✓ Cohésion du matériau de fondation sous le déversoir : $C = 49,8 \text{ kPa}$
✓ Angle de frottement du matériau de fondation sous le déversoir : $\varphi = 8$

Evaluation des forces

Poids propres W

$W = W_1 + W_2$ $W_1 = \gamma_b * S_1$ $W_2 = \gamma_b * S_2$ $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$	$S_1 = \frac{H(b_2 - b_1)}{2} ; S_2 = H * b_1 \quad (b_1 = 1)$ $b_2 - b_1 = H \tan \alpha \quad ; \quad b_2 = 1 + H \tan \alpha$ $\Rightarrow S_1 = \frac{H^2 \tan \alpha}{2} ; S_2 = H$
--	--

$$W_1 = 12H^2 \tan \alpha \quad ; \quad W_2 = 24H$$

$$\mathbf{W = 12H^2 \tan \alpha + 24H}$$

Pression Hydrostatique externe (Pe)

$$P_e = P_{e1} + P_{e2}$$

$$P_{e1} = \frac{1}{2} \gamma_w * H^2 \quad ; \quad P_{e2} = \gamma_w * H * h$$

$$P_{e1} = 5H^2 \quad ; \quad P_{e2} = 8H \quad ; \quad \mathbf{P_e = 5H^2 + 8H}$$

Pression Hydrostatique interne (U)

$U = \frac{U_B + U_A}{2} * b_2$ $U = \left(4 + \frac{4 + 10H}{3} \right) * (1 + H \tan \alpha)$	$U_B = \gamma_w * h = 8 \quad \text{et}$ $U_A = \frac{\gamma_w * (2H + h)}{3} = \frac{8 + 20H}{3}$ $b_2 = 1 + H \tan \alpha$
--	--

$$\mathbf{U = \left(\frac{16H + 10H^2}{3} \right) \tan \alpha + \left(\frac{16 + 10H}{3} \right)}$$

Poussée des terres (Pt)

$$P_t = \frac{1}{2} * \gamma_{\text{sed}} * H_{\text{sed}}^2 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{avec } Ka = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

$$P_t = \frac{1}{2} * 18 * 1,3^2 * 0,33 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{P_t = 5,02 \text{ kN}}$$

Facteur de sécurité au non glissement,

$$F_g = \frac{\left[12H^2 \tan \alpha + 24H - \left(\frac{16H + 10H^2}{3}\right) \tan \alpha - \left(\frac{16 + 10H}{3}\right)\right] * 0,65}{5H^2 + 8H + 9,1} \geq 1,2$$

$$F_g = \frac{\left[\left(\frac{26}{3}H^2 - \frac{16}{3}H\right) \tan \alpha + \frac{62}{3}H - \frac{16}{3}\right] * 0,65}{5H^2 + 8H + 9,1} \geq 1,2$$

$$(26H^2 - 16H) \tan \alpha \geq 27,69H^2 - 17,69H + 30,40$$

$$\tan \alpha \geq \frac{27,69H^2 - 17,69H + 66,40}{26H^2 - 16H} ; \quad \alpha \geq \tan^{-1} \left[\frac{27,69H^2 - 17,69H + 66,40}{26H^2 - 16H} \right]$$

A.N. :

$$\alpha \geq \tan^{-1} \left[\frac{27,69 * 5,75^2 - 17,69 * 5,75 + 66,40}{26 * 5,75 - 16 * 5,75} \right]$$

$$\alpha \geq 48,91^\circ$$

La stabilité au glissement est vérifiée pour $\alpha \geq 48,91^\circ$. Nous considérons pour la suite $\alpha = 60^\circ$ et vérifions si les autres des conditions de stabilité sont assurées.

❖ Stabilité au renversement

Détermination du facteur de sécurité au non renversement F_R

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

Le moment du poids propres

$$M_{/B}(W) = M_{/B}(W_1) + M_{/B}(W_2)$$

$M_{/B}(W_1) = W_1 * \frac{2}{3} * H \tan(\alpha)$ $M_{/B}(W_1) = 12H^2 \tan(\alpha) * \frac{2}{3} * H \tan(\alpha)$ $M_{/B}(W_1) = 8 * H^3 \tan(\alpha)^2$	$M_{/B}(W_2) = W_2 * (0,5 + H \tan(\alpha))$ $M_{/B}(W_2) = 24H * (0,5 + H \tan(\alpha))$ $M_{/B}(W_2) = 12H + 24H^2 \tan(\alpha)$
---	--

$$M_{/B}(W) = 8 * H^3 * \tan^2(\alpha) + 24 * H^2 * \tan(\alpha) + 12 * H$$

Le moment des sous pressions U

$$M_{/B}(U) = U_1 * d_1 + U_2 * d_2 \text{ avec } d_1 = \frac{b_2}{2} = \frac{1+H \tan \alpha}{2} \text{ et } d_2 = \frac{2}{3} b_2 = \frac{2}{3} (1 + H \tan \alpha)$$

$$U_1 = \gamma_w * h * \frac{1}{2} b_2 ; \quad U_2 = 4 + 4H * \tan \alpha$$

$$U_2 = \left[\left(\frac{1}{3} \gamma_w \times (2H + h) \right) \times \frac{1}{2} b_2 \right]; \quad U_2 = \left(\frac{10H + 4}{3} \right) + \left(\frac{10H^2 + 4H}{3} \right) \times \tan\alpha$$

Moment de U_1

$$M_B(U_1) = (4 + 4H * \tan\alpha) * (0,5 + 0,5H\tan\alpha)$$

$$M_B(U_1) = 2 + 4H * \tan\alpha + 2H^2 \tan\alpha^2$$

Moment de U_2

$$M_B(U_2) = \left[\left(\frac{10H + 4}{3} \right) + \left(\frac{10H^2 + 4H}{3} \right) \times \tan\alpha \right] * \frac{2}{3} (1 + H\tan\alpha)$$

$$M_B(U_2) = \left(\frac{20H^3 + 8H^2}{9} \right) \tan\alpha^2 + \left(\frac{40H^2 + 16H}{9} \right) \tan\alpha + \frac{20H + 8}{9}$$

Le moment de la pression hydrostatique externe (P_e)

$$M/B(P_e) = P_{e1} * \frac{1}{3} * H + P_{e2} * \frac{1}{2} H \quad ; \quad M/B(P_e) = \frac{5}{3} * H^3 + \frac{8}{3} * H^2$$

Le moment des poussées des terres (P_t)

$$M/B(P_t) = P_t * \frac{1}{3} * h_{séd.} \quad ; \quad M/B(P_t) = 3,033 * h_{séd.}$$

❖ Vérification de la non fissuration

La condition de non fissuration est satisfaite si la règle du tiers central est vérifiée

$$|e| \leq \frac{b}{6} \text{ avec } e = x_{Gou} + y_{Gou} * \frac{P_e + P_t}{W - U} - \frac{b_2}{2}$$

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

❖ Vérification de la non rupture

La non rupture est vérifiée si :

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

$$\sigma_{max} = \left(\frac{556,65}{11} \right) * \left(1 + \frac{6 * 1,41}{11} \right) = 23 \text{ KPa soit } 0,023 \text{ MPa}$$

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

Bilan de calcul des forces

Forces		Forces (kN/ml)	Moment kN.m/ml
Poids propre	W	825	4870,65
Poussée hydrostatique externe	P _e	211,31	405,01
Poussée hydrostatique interne	U	268,5	1881,66
Poussée des terres	P _t	5,02	3,94
Forces verticales	W-U	556,5	-
Forces horizontales	P _e +P _t	216,33	-
Moments stabilisants	M/B(W - U)	-	2988,99
Moments renversants	M/B(Pe + Pt)	-	408,96

Vérification de la stabilité

Désignation	Symbole	Référence	Calculé	Observation
Facteur de sécurité au renversement	F _R	1,5	7,31	OK
Facteur de sécurité au glissement	F _g	1,2	1,67	OK
Condition de non-fissuration	Règle du tiers central			OK
✓ L'excentricité	e	$ e \leq \frac{b_2}{6}$	0,99	
✓ La largeur en base sur six	b ₂ / 6		1,83	
Condition de non rupture				OK
✓ La contrainte en maximale	σ _{max}	$\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,b}$	23 kPa	
✓ La contrainte limite du béton	σ _{lim,b}		6 MPa	

Conclusion sur les études de stabilités

Toutes les conditions de stabilités sont assurées avec un angle de 60°. Avec la prise en compte de la profondeur d'encrage et la cohésion du sol de fondation, cette stabilité sera davantage renforcée.

Annexe VII : Calcul du bassin de dissipation

✚ Données de calcul :

- La Hauteur du déversoir : $H_0 = 5,0$ m
- Le Débit maximale laminée : $Q_e = 56,90$ m³/s
- Le Coefficient de rugosité : $K_s = 75$ m^{1/3}
- La pesanteur $g = 9,81$ m/s²
- La largeur du chenal (longueur du déversoir) : $L = 30$ m
- Hypothèses :
 - ✓ Le Bassin de dissipation sera de forme rectangulaire
 - ✓ La Pente longitudinale du bassin de dissipation vaut : $i = 0,2\%$

✚ Calcul du tirant d'eau normal y_n

Le calcul de y_n sera fait en utilisant la méthode de la débitance résolut avec le solveur de Excel.

$\frac{Q_e}{\sqrt{i}} = K_s \cdot \sqrt[3]{\frac{S^5}{P^2}}$	S : la section mouillée du chenal P : le périmètre mouillé du chenal L : largeur du chenal (50 m)
$S = L \cdot y_n$ et $P = L + 2y_n$	
La résolution avec le solveur de Excel, nous retenons $y_n = 70$ cm	

✚ Calcul de l'enfoncement D du bassin de dissipation

<p>A partir des rapports $\frac{y_n}{H_0}$; $\frac{h}{H_0}$, on lit sur l'abaque le ratio $\frac{D}{H_0}$</p> $\left. \begin{aligned} \frac{y_n}{H_0} &= \frac{0,60}{3,25} = 0,14 \\ \frac{h}{H_0} &= \frac{0,8}{3,25} = 0,15 \end{aligned} \right\} \text{Abaque} \rightarrow$ $\frac{D}{H_0} = 0,27 \rightarrow D = 0,75 \text{ m}$	
---	--

Pour la suite, nous retenons un enfoncement **D = 1,0 m**.

✚ Type de bassin de dissipation et longueur

Calcul de la vitesse V_0 du fluide

$$V_0 = \frac{Q}{L \times h} = \frac{56,90}{30 * 0,75}$$

$$\mathbf{V_0 = 2,53 \text{ m/s}}$$

Calcul de la hauteur de la ligne d'eau (H_e)

$$H_e = h + \frac{V_0^2}{2g} = 0,8 + \frac{2,53^2}{2 * 9,81}$$

$$\mathbf{H_e = 1,10 \text{ m}}$$

Calcul de la hauteur de chute (H)

$$H = H_e + H_0 + D$$

$$H = 1,1 + 5 + 1,0$$

$$\mathbf{H = 7,1 \text{ m}}$$

Détermination de la vitesse V_1 et du tirant y_1 à l'entrée du bassin

La vitesse V_1 est fonction du tirant d'eau y_1 . Les deux seront déterminés par itérations sur le solveur Excel des deux égalités ci-dessous.

$$V_1 = \sqrt{2g \left[0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - y_1 \right]} = \frac{q}{y_1} \Leftrightarrow q^2 = 2gy_1^2 \left[0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - y_1 \right]$$

On aboutit à : $y_1 = \mathbf{0,17 \text{ m}}$ et $V_1 = \mathbf{11,16 \text{ m/s}}$

Détermination du nombre de Froude (Fr)

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{11,16}{\sqrt{9,81 \times 0,17}} = 8,64$$

$$\mathbf{Fr = 8,64 > 4.5}$$

Le ressaut se produit nettement. La mise en place des blocs et des déflecteurs permet de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Comme la vitesse V_1 est inférieure à 15 m/s, le **bassin de type II** peut être utilisé.

Détermination du tirant d'eau y_2 à la sortie du ressaut

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

$$\frac{y_2}{y_1} = 0,5 \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right) \leftrightarrow y_2 = 0,5y_1 \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right)$$

$$y_2 = 0,5 * 0,17 \left(\sqrt{1 + 8 * 8,64^2} - 1 \right) = 1,99 \text{ m}$$

Le tirant d'eau retenu est : $y_2 = 2 \text{ m}$

Caractéristiques du bassin de dissipation

Détermination de la longueur L_b du bassin de dissipation

En fonction du nombre de Froude (8,6), la lecture sur l'abaque ci-dessous donne

$$\frac{L_b}{y_2} = 2,62 \rightarrow L_b = 2,62 * 2 = 5,24 \text{ m.}$$

La longueur du bassin de dissipation : $L_b = 5,2 \text{ m.}$

Type de bassin de dissipation	Longueur du bassin de dissipation			
Type II	Fr	y_2	L_b/y_2	L_b
Dimensions	8,6	1,5	2,62	5,2

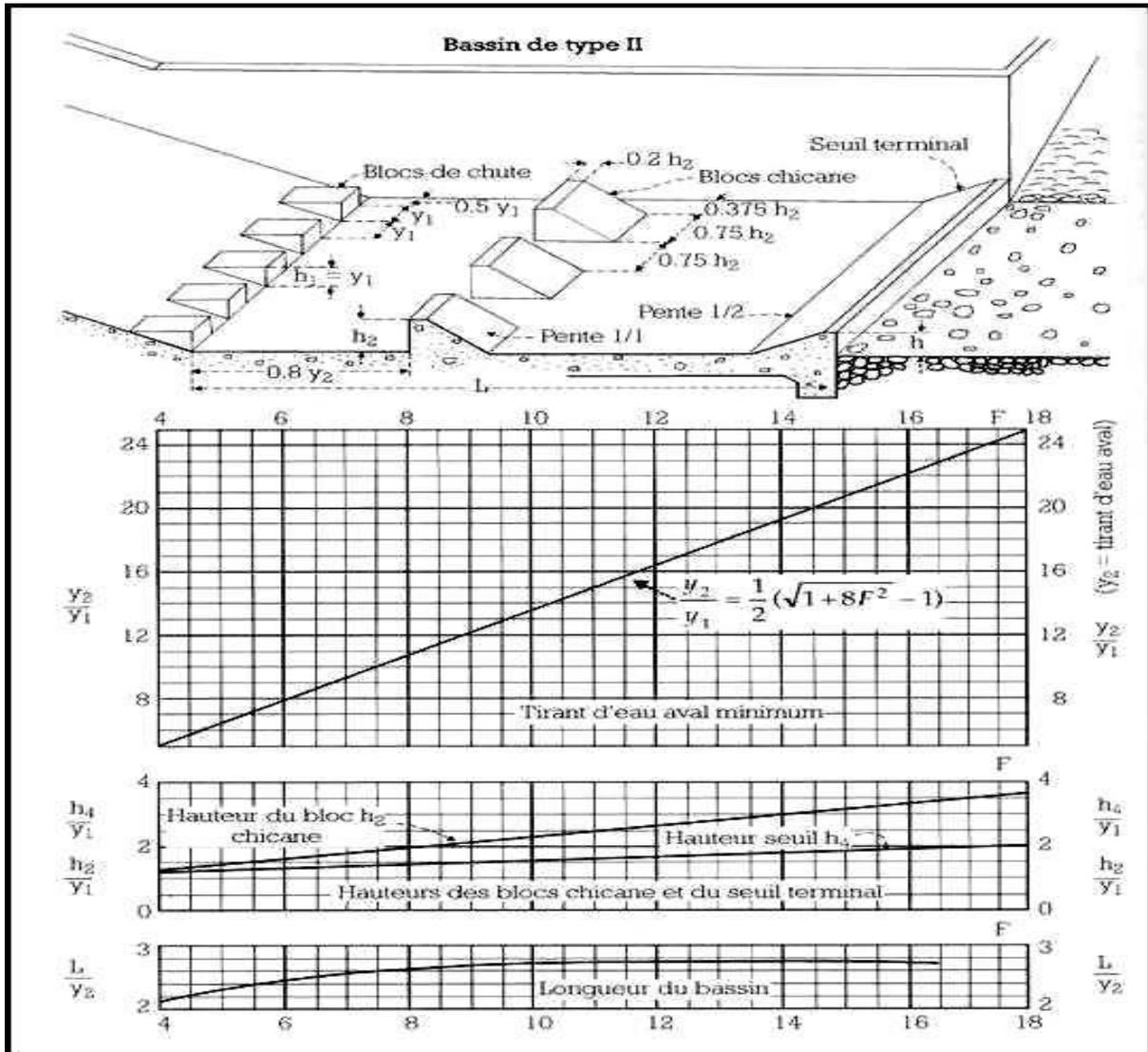
Les dimensions des blocs de chutes, des blocs chicane ainsi que du seuil terminal ont été déterminées suivant les indications de l'abaque annoncé précédemment.

Les blocs de chute						
La hauteur h_1 (m)		La largeur à la base b_1 (m)			Espacement e_1 (m)	
0,19		0,19			0,19	
Les blocs chicanes						
y_1	h_2/y_1	Pente	La hauteur h_2 (m)	Largeur (m)	Espacement (m)	Épaisseur de crête (m)
0,17	2,0	1/1	0,25	0,20	0,20	0,05
Seuil terminal du bassin						
y_1 (m)		h_4/y_1		Pente		Hauteur h_4 (m)
0,17		1,5		2H/1V		0,26

Distance entre les blocs de chute et les blocs chicane

$$D = 0,8 * L = 0,8 * 2$$

$$D = 1,6 \text{ m}$$



Graphique 1: Abaque de calcul du bassin type II

Tableau récapitulatif du calcul du bassin de dissipation

Désignation	Symbole/unité	Valeur retenue
Bassin de dissipation		
Lame d'eau au-dessus du déversoir	h (m)	0,8
Hauteur du PEN au droit du déversoir	H (m)	5,00
Enfoncement du bassin	D (m)	1
Débit de crue laminé	Q (m ³ /s)	56,90
Débit unitaire	q (m ³ /s/ml)	1,90
Hauteur de chute	Z (m)	7,1
Tirant d'eau normal	Y _n (m)	0,71
Tirant d'eau à l'entrée du bassin	Y ₁ (m)	0,17
Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin	V ₁ (m/s)	11,16
Nombre de Froude	Fr	8,6
Type de bassin	Type	II
Longueur du bassin	L (m)	5,2

Epaisseur bassin	E(m)	0,3
Revanche	R _b (m)	1,5
Blocs de chutes		
Hauteur	h1 (m)	0,19
Largeur	l1 (m)	0,19
Espacement	E1 (m)	0,19
Blocs chicanes		
Hauteur	h2 (m)	0,4
Largeur	L2 (m)	0,26
Espacement	E2 (m)	0,26
Distance blocs chicanes-blocs de chutes	e1 (m)	1,60
Seuil terminal		
Hauteur du seuil terminal	h4 (m)	0,26
Longueur de la protection avale	L _p (m)	10,5
Epaisseur de l'enrochement	E _p (m)	0,5
Chenal d'évacuation		
Pente	I (%)	0,2
Profondeur	Y _n (m)	0,6
Largeur en plafond	(m)	30,00
Débit maximal	Q (m ³ /s)	56,90

Annexe VIII : Calcul du mur bajoyer

Les dimensions finales sont obtenues après le prédimensionnement et la vérification des conditions de stabilité. Le processus a été en partie réalisé à l'aide du logiciel CYPE 2014 dont les principaux résultats sont présentés comme suit :

▪ **Prédimensionnement du mur bajoyers**

Désignation	Expression	Résultats (m)	
		Calculés	Retenus
Hauteur de la digue (Hd)	-	7,5	7,5
Profondeur d'encrage du mur (D)	-	1,00	1,00
Hauteur du mur au-dessus du remblai (h)	-	0,50	0,50
Hauteur totale du mur bajoyer (H)	Hd+D+h	9,00	9,00
Epaisseurs en crête du mur (e ₀)	H/24	0,38	0,40
Epaisseur à la base du voile (e ₁)	H/12	0,75	0,75
Epaisseur de la semelle (e ₂)	H/12	0,75	0,75
Largeur à la base de la semelle (b)	1,15*(0,20+0,45H)	4,89	5,00
Largeur du talon de la semelle (b ₂)	b- e ₁	4,13	4,25

▪ **Caractéristiques des matériaux, des charges et du sol**

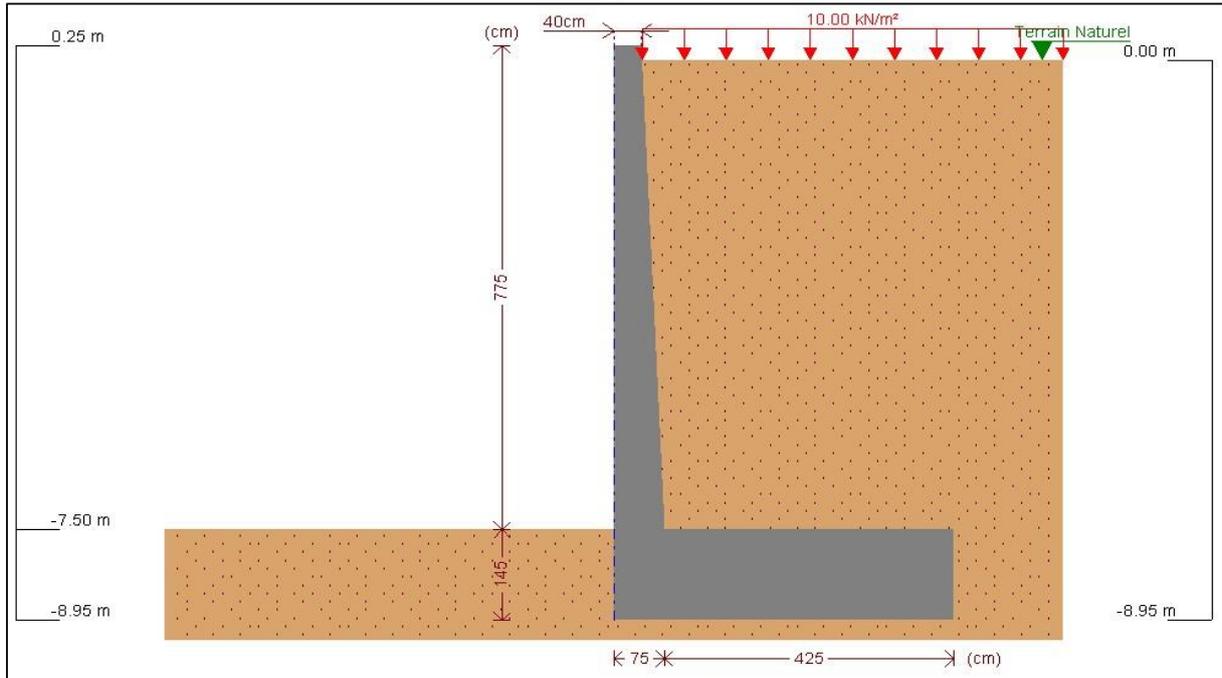
Désignation	Symbole/Unité	Valeur
Résistance caractéristique du béton à 28 jours	Fc28 (Mpa)	20
Résistance à la traction de l'acier	Fe400 (Mpa)	400
Poids volumique du remblai argileux	γ_r (kN/m ³)	16,8
Angle de frottement interne du remblai	Φ (°)	8
Cohésion du remblai	C (kPa)	49,8
Contrainte admissible de la fondation	Q _{adm} (kPa)	470
Charge d'exploitation sur le remblai	Q (kN/m ²)	10

▪ **Dimensions du mur bajoyer retenues après vérification**

Désignation	Résultats (m)	
	Pré dimensionnement	Retenues
Hauteur de la digue (Hd)	7,5	7,5
Profondeur d'encrage du mur (D)	1,00	1,00

Hauteur du mur au-dessus du remblai (h)	0,50	0,50
Hauteur totale du mur bajoyer (H)	9,00	9,20
Epaisseurs en crête du mur (e ₀)	0,40	0,40
Epaisseur à la base du voile (e ₁)	0,75	0,75
Epaisseur de la semelle (e₂)	0,75	1,45
Largeur à la base de la semelle (b)	5,00	5,00
Largeur du talon de la semelle (b ₂)	4,25	4,25

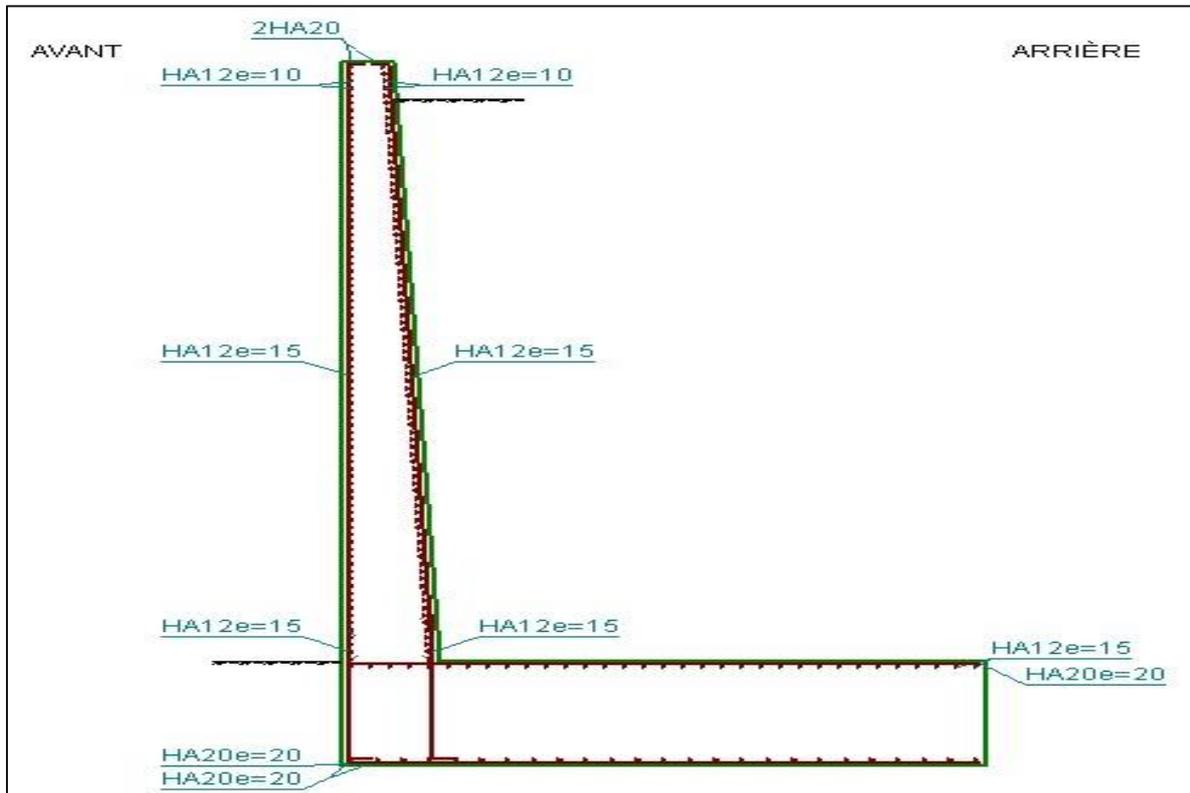
▪ **Représentation schématique du mur bajoyer après vérification des stabilités**



▪ **Description du ferrailage**

COURONNEMENT			
Armature supérieure			2 HA20
MUR			
Face Avant (Vue)		Face Arrière (Coté terre)	
Armature Verticale	Armature Horizontale	Armature Verticale	Armature Horizontale
HA12 esp = 15 cm	HA12 esp = 10 cm	HA12 esp = 15 cm	HA12 esp = 10 cm
FONDATION			
Face des armatures		Armature longitudinale	Armature Transversale
Nappe supérieure		HA12 esp = 15cm	HA20 esp = 20 cm
Nappe inférieure		HA20 esp = 20 cm	HA20 esp = 20cm

▪ **Plan de ferrailage**



Annexe IX : Calcul de l'ouvrage de prise

$$Q = \frac{BB}{N * Nw * Tw * 3600}$$

$$Q = 1000 * CS\sqrt{2gH} \rightarrow S = \frac{Q}{C\sqrt{2gH}}$$

$$D = 1000 \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1000 \sqrt{\frac{4Q}{\pi C\sqrt{2gH}}}$$

$$H = 289 - 284,65 = 4,5 \text{ m}$$

- ✓ BB : besoins brutes mensuels [m3]
- ✓ N : le nombre de jour du mois
- ✓ $Nw = \frac{6}{7}$; $Tw = 5$ heures
- avec ✓ $C = 0,51$; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- ✓ S : la section de la conduite [m²] ;
- ✓ Q : le débit fictif [m³/s] ;
- ✓ D : le diamètre de la conduite [mm].

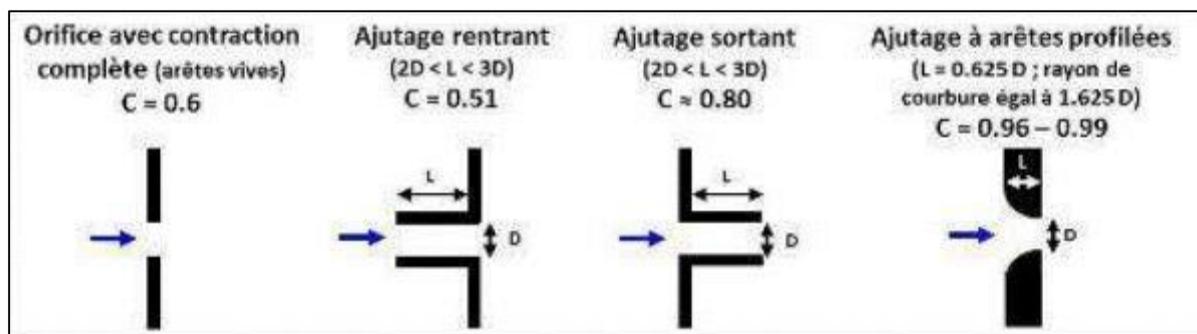


Illustration 16 : Choix du coefficient de contraction du débit

Le tableau ci-dessous fait la synthèse du calcul du débit d'équipement ainsi que du diamètre de la conduite pour l'alimentation en eau du périmètre.

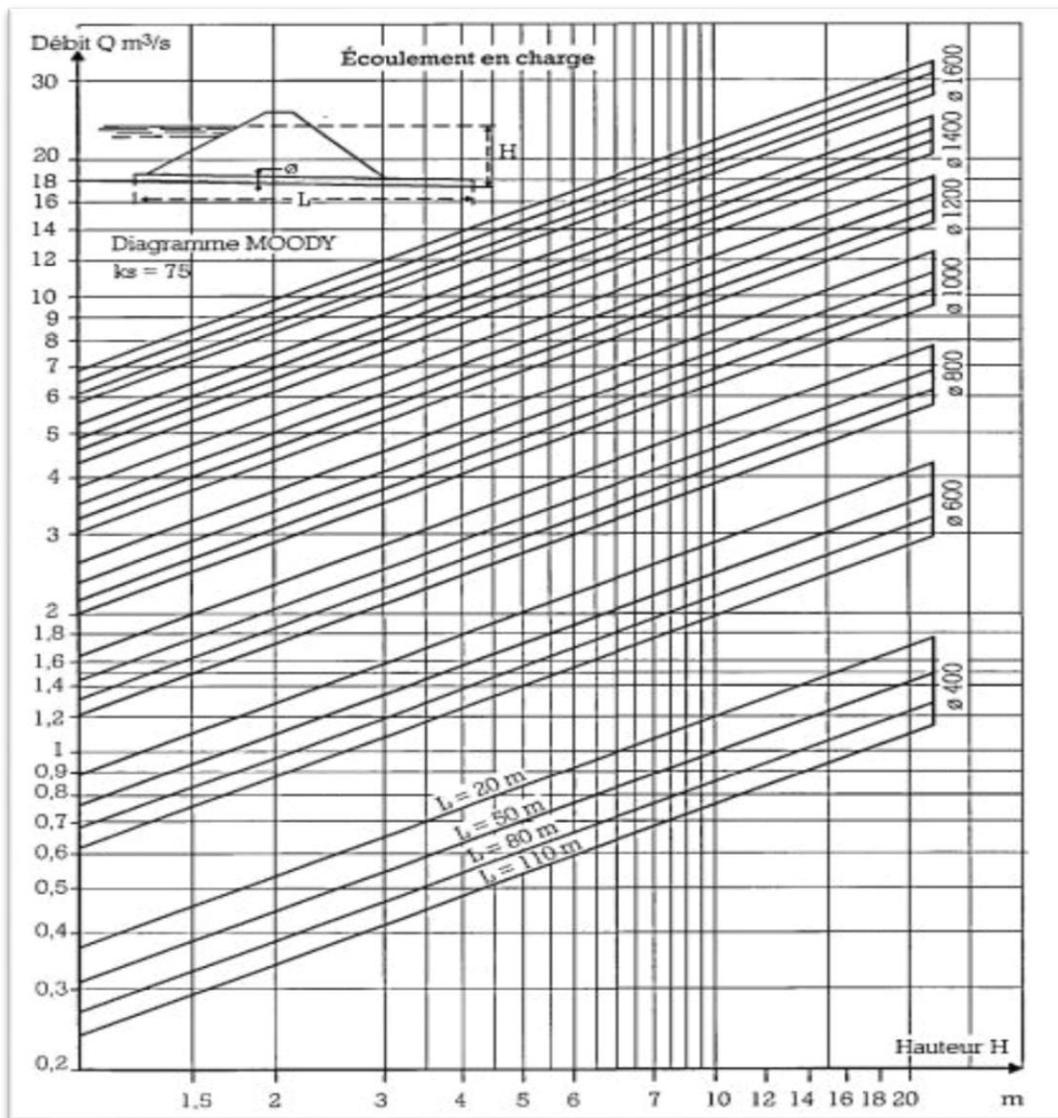
Paramètre	Formule/Expression	Unité	Résultat
Besoin net du mois de pointe (BN)	Tableau besoins agricoles	mm	205
Nombre de jour du mois de pointe (Njr)	Mois de Mars	jr	31
Besoin maximum de pointe (BMP)	BMP= BN/Njr	mm/j	6,61
Tour d'eau (T)	Hypothèse	T (j)	3,00
Dose réelle (Dr)	Dr = BMP*T	mm	19,84
Efficienc e d'irrigation (Ea)	Hypothèse	%	60
Dose brute (Db)	Db= Dr/Ea	mm	33,06
Nombre d'heure d'arrosage par jour (Nhr)	Hypothèse	hr	10,00
Débit d'équipement (Qe)	Qe=Db/(Nhr*T)	l/s/ha	3,06
Superficie exploitable (S)	Estimation	ha	20,00
Débit total du système (Q)	Q=Qe*S	l/s	61,23

Paramètre	Formule/Expression	Unité	Résultat
Débit total du système (Q)	Calculé ci-dessus	l/s	61,23
Coefficient de contraction de débit (C)	Ajustage rentrant (Illustration 16)	-	0,51
Accélération de la pesanteur (g)	-	m ² /s	9,81
Côte de fin exploitation (C _{FE})	Courbe hauteur – volume	m	286
Paramètre	Formule/Expression	Unité	Résultat
Côte de la prise d'eau (C _P)	Courbe hauteur – volume	m	284,65
Variation minimale de charge (h)	C _{FE} - C _P	m	1,35
Diamètre de la conduite (D)	$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi C \sqrt{2gh}}}$	m	0,172
Diamètre nominal de la conduite : DN 200 (ϕ = 200 mm)			

On constate que pour satisfaire la demande en eau du périmètre, une conduite de diamètre nominal 200 mm est nécessaire. Cependant, étant donné que la même conduite devra jouer le rôle de vidange en cas de besoin, il est nécessaire de tenir compte du temps de vidange en fonction du débit évacué dans le choix final.

✚ Simulation de la vidange de la retenue

La hauteur d'eau représente la différence entre la côte au plan d'eau normal et la côte de la prise ($289 - 284,65 = 4,5$ m). Le calcul du diamètre tient compte des pertes de charges linéaires et singulières le long de la conduite données par l'abaque de MOODY



Nous rappelons que selon la côte de calage de prise/vidange, la retenue ne se vide pas entièrement. Le volume évacué correspond donc à la différence de volume entre la côte du

plan d'eau normal et celle de calage de la prise/vidange. A l'issue de la simulation, nous retenons une conduite de prise/vidange de diamètre nominal 400 mm (DN400) ayant pour longueur 60m pour un temps de vidange estimé à 55 jours avec un débit maximal évacué de 0,6 m³/s.

Annexe X : Etude hydroélectrique

• Généralité

L'hydroélectricité ou énergie hydroélectrique est l'énergie produite à partir du système eau-turbine-alternateur. Ce système peut être combiné de plusieurs manières en fonction de la provenance de l'eau : que ce soit à partir d'un réservoir naturel ou artificiel de stockage d'eau (cours d'eau, rivières, barrages), de chutes d'eau naturel. L'énergie cinétique du courant d'eau est alors transformée en énergie mécanique par une turbine, puis en [énergie électrique](#) par un alternateur. **Les éléments du système hydro-électrique.**

Le départ de l'adduction est équipé de grilles destinées à éviter l'introduction de corps flottants et de matériaux solides dans le circuit d'amenée. La mise en place d'une vanne permettra de protéger et d'isoler le canal. Les conduites d'amenée, implantées en tenant compte de la stabilité des terrains, seront à écoulement libre. On a :

La prise d'eau

Le bassin de décantation

Le canal d'amenée

La chambre de mise en charge la conduite forcée

La cheminée d'équilibre

Description

Dans le système hydroélectrique nous avons :

- Les ouvrages de production,
- Les ouvrages de sécurité,
- Les installations d'acheminement et de transport d'énergie,

- Les infrastructures nécessaires à l'accès et à l'exploitation des ouvrages.
- ❖ Les ouvrages de production : il s'agit, du système d'adduction constitué de la prise d'eau (approvisionner la population en eau), le canal d'amenée (assurant le transport d'eau), le bassin de décantation (zone tampon la décantation des matériaux solides), la chambre de mise en charge de la conduite forcée, la cheminée d'équilibre (elle permet de lutter contre les coups de bélier dans les conduites).

La centrale où sont installés les turbines-alternateurs et la chambre de commande où se trouve les générateurs et, le système de restitution.

- ❖ Les ouvrages de sécurité : A ce niveau il s'agit essentiellement du déversoir servant à évacuer le trop plein et les pertuis de fond qui ont pour rôle d'écrêter des crues ou limiter le risque d'inondation à leur aval,
- ❖ Les installations d'acheminement et de transport d'énergie où se trouve le poste de départ et lignes de transport et enfin,
- ❖ Les infrastructures nécessaires à l'accès et à l'exploitation des ouvrages.

NB : Le départ de l'adduction est équipé de grilles destinées à éviter l'introduction de corps flottants et de matériaux solides dans le circuit d'amenée. La mise en place d'une vanne permettra de protéger et d'isoler le canal. Les conduites d'amenée, implantées en tenant compte de la stabilité des terrains, sont en écoulement libre.

• Définitions

La prise d'eau

La prise d'eau est un ouvrage annexe de grande importance. C'est à partir d'elle que l'eau accumulée va pouvoir atteindre, par une conduite, une galerie ou un canal, le but qui lui est assigné. Dans les aménagements hydroagricoles et/ou hydroélectriques, la prise d'eau se trouve près du fond de la retenue, tandis que pour les accumulations destinées à l'alimentation en eau, elle est située à plusieurs niveaux dans la structure d'une tour immergée, ce qui permet de pouvoir capter l'eau de la qualité souhaitée.

Les grandes parties de la prise sont :

- La section d'entrée y compris le seuil et le grand support
- La vanne de la prise et la section de transition

Le canal d'amenée

Le canal d'amenée d'une centrale hydroélectrique est un canal aménagé qui permet d'amener l'eau vers la centrale grâce à une pente légère. Il commence immédiatement après la prise d'eau.

Le bassin de décantation

L'eau déviée dans le canal par la prise peut transporter des quantités importantes de matière en suspension (boues) et des sédiments (sable, gravier) qui doivent être éliminés, sans quoi, ils combleront le canal et endommageront rapidement les vannes et la turbine. Pour cela un bassin de décantation doit être construit en aval de la prise

Le bassin de décantation se base sur le principe de diminution de vitesse et des turbulences d'écoulement, c'est-à-dire sur une décantation de sédiment en suspension dans le bassin. La diminution est obtenue par un élargissement du canal, contrôlé par un déversoir en aval.

La conduite forcée

Une conduite forcée est une conduite hydraulique, c'est-à-dire un assemblage de tuyaux, transportant de l'eau sous pression jusqu'à une centrale hydroélectrique située en aval et en contrebas du réservoir qui l'alimente. En son sommet, elle est munie d'une ou plusieurs cheminées d'équilibre pour prévenir les coups de bélier dus aux brusques variations du flux d'eau lors de l'ouverture et de la fermeture des vannes des turbines de la centrale.

La centrale (turbines alternateur et générateurs)

La centrale est le lieu de transformation de l'énergie hydraulique en énergie électrique. Elle est composée des éléments suivants :

Turbine

Une turbine est une machine hydraulique tournante équipée de pales qui transforme l'énergie de l'eau en énergie mécanique. La machine hydraulique constitue un élément essentiel de la réalisation d'une mini centrale hydroélectrique, c'est l'élément clé qui doit intégrer les contraintes topographiques, hydrologiques, géologiques, géotechniques, environnementales, et électriques. C'est aussi l'élément qui conditionne les dimensions et les coûts des ouvrages de génie civil et des matériels électromécaniques. Nous disposons de deux grands groupes de

turbines que sont les **turbines à action** (les turbines émergées) et **les turbines à réaction** (les turbines immergées) dont les caractéristiques sont consignées ci-dessous :

Turbines	Types	Caractéristiques
Action	PELTON	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Adaptée aux plus hautes chutes (100 -1000 m). ✓ Puissance jusqu'à 15 MW. ✓ La vitesse de rotation varie de 500 tr/min à 1500 tr/min ✓ Débits moyens entre 250 l/s et 7000 l/s
	CROSS FLOW ou BANKI	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Adaptée aux plus hautes chutes (1 -150 m) ✓ Puissance jusqu'à 2000kW ✓ Rendement mécanique maximum limité (82%), ✓ Débits importants de l'ordre de 20 l/s à 10000 l/s
Réaction	FRANCIS	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Adaptée aux plus hautes chutes (15 -300 m) ✓ Puissance jusqu'à 15 MW ✓ Vitesse de rotation élevée (1000 tr/min) ✓ Débits moyens entre 100 l/s et 6000 l/s.
	KAPLAN	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Adaptée aux basses chutes (2 - 30 m) ✓ Puissance jusqu'à 15MW ✓ Débits importants de l'ordre de 300 l/s à 15000 l/s

✚ *Alternateur*

La transformation de l'énergie mécanique en énergie électrique est assurée par les machines synchrones monophasées ou triphasées.

Une machine synchrone est une machine électrique soit produisant un courant électrique dont la fréquence est déterminée par la vitesse de rotation du rotor : fonctionnement en « génératrice » dans deux quadrants du plan couple-vitesse. L'alternateur est une application particulière de la machine synchrone, fonctionnant en génératrice dans un seul quadrant du plan couple-vitesse. Soit absorbant un courant électrique dont la fréquence détermine la vitesse de rotation du rotor : fonctionnement « moteur »

• **DIMENSIONNEMENT DE LA MICROCENTRALE ELECTRIQUE**

Le dimensionnement de notre microcentrale s'est appuyé sur les hypothèses suivantes :

Hypothèse 1 : Le modèle utilisé est un système simplifié, ou la conduite forcée est reliée directement à la prise d'irrigation, et les eaux turbinées sont reconduits en partie dans le barrage à partir d'un deuxième bassin de stockage et les reste pour l'irrigation

Hypothèse 2 : Le débit de chute ici correspond à celui du débit de la prise.

Hypothèse 3 : l'énergie hydroélectrique sera produite sur la base de l'eau disponible pour compléter le déficit énergétique produite par le solaire.

- **La conduite forcée**

Assurant le raccord entre la prise et la microcentrale, tout en garantissant une énergie potentiel, puis cinétique du fait de sa hauteur de chute et vitesse d'écoulement. Le choix de son diamètre ($\varnothing = 400$ mm) sera le même que la prise et pour ce qui est de sa longueur elle a été faite de telle sorte que la valeur de la hauteur nette soit positive ($H_n > 0$)

- **La hauteur de chute net**

La détermination de la hauteur de chute, s'est faite en prenant comme origine de départ la prise de notre barrage à la cote 284,65 m, puis placé arbitrairement la microcentrale à une cote garantissant une hauteur de chute plus moins raisonnable en dépit du relief très plat dans la zone soit à 281,65 m.

✚ Pertes de charges

Elle fut déterminée avec la formule de Manning-Strickler :

$\Sigma p_{dc}[m] = \left(\frac{V^2 \times L}{K_s^2 \times R_h^{\frac{5}{4}}} \right)$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ V [m/s] : la vitesse d'écoulement ; ✓ L [m] : la longueur de la conduite forcée ;
$\Sigma p_{dc}[m] = \left(\frac{4,77^2 \times 13}{80^2 \times 0,1^{\frac{5}{4}}} \right)$	Avec ✓ K_s : coefficient de Manning-Strickler ;
$\Sigma p_{dc}[m] = 0,99$	✓ R_h [m] : le rayon hydraulique $\left(\frac{\varnothing}{4}\right)$;

$H_n[m] = H_b - \Sigma p_{dc}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ H_n [m] : la hauteur de chute nette ;
$H_n[m] = 3 - 0,99$	Avec ✓ H_b [m] : la hauteur de chute brute ;
$H_n[m] = 2,01$	✓ Σp_{dc} [m] : pertes de charges totales.

• Calcul des puissances

✚ Puissances hydrauliques

La puissance hydraulique à disposition des turbines est donnée par :

$Ph[KW] = \rho \times g \times Q \times H_n$	✓ H_n [m] : la hauteur de chute nette ;
$Ph[KW] = 1000 \times 9,81 \times 0,6 \times 2$	✓ ρ [kg/m ³] : masse volumique de l'eau;
$Ph[KW] = 12$	avec ✓ g [m/s ²] : accélération de la pesanteur
	✓ Q [m ³ /s] : débit de la prise d'eau ;
	✓ Ph [kW] : puissance hydraulique

✚ Puissance mécanique

Elle est donnée par la relation suivante :

$P_{méc}[KW] = Ph \times \eta_t$	✓ $P_{méc}$ [kW] : puissance mécanique ;
$P_{méc}[KW] = 12 \times 0,82$	avec ✓ Ph [kW] : puissance hydraulique ;
$P_{méc}[KW] = 10$	✓ η_t [%] : rendement turbine;

✚ Puissance électrique

$P_{élec}[KWh] = P_{méc} \times \eta_a \times T_f$	✓ $P_{méc}$ [kW] : puissance mécanique ;
$P_{méc}[KW] = 10 \times 0,95 \times 12$	avec ✓ Ph [kW] : puissance hydraulique ;
$P_{méc}[KW] = 114$	✓ η_a [%] : rendement alternateur;
	✓ $T_f(h)$: temps de fonctionnement

- **Dimensionnement de la turbine**

Pour construire la turbine, il faudra donc connaître les 3 grandeurs caractéristiques suivantes :

- Débit Q
- Hauteur de chute H
- Vitesse de rotation N

Q et H étant les données de départ d'un projet, il faut trouver N . Il faut noter que 3 facteurs interviennent dans le choix de N :

- ✓ Limiter les dimensions des éléments de la roue et des appareils électriques
- ✓ Limiter N pour éviter la cavitation.

- ✚ **Vitesse de rotation de la turbine**

Afin de mieux dimensionner les équipements électromécaniques de notre centrale nous sommes appelés à déterminer la vitesse de rotation de notre turbine qui sera aussi celle de notre alternateur afin de limiter les effets de cavitation on a, en effet d'après les différents documents et publications relatives au type de turbine choisie qui est la turbine cross flow connu aussi sous bien nombres d'autres appellations comme BANKI MITCHELL ou encore JLA KIT, la vitesse de rotation varie entre 50 tours/min à 1000 tours/minute environ mais parfois il est souvent conseillé de prendre les deux tiers de la vitesse de rotation maximale qui est de l'ordre de 1000 tours/min dans notre cas, ainsi notre vitesse de rotation a été prise égale à 600 tours/min soit un peu moins que les deux tiers conseillés. Il est aussi bon de rappeler que la vitesse de rotation plus basse évite les effets de cavitations telle a été toujours notre souci dans le cadre de cette démarche.

La vitesse de rotation étant connue nous pouvons déterminer aisément la vitesse spécifique de la turbine :

$$N_s = \frac{N \times \sqrt{Q}}{(g \times H)^{\frac{3}{4}}}$$

$$N_s = \frac{600 \times \sqrt{0,6}}{(9,81 \times 2)^{\frac{3}{4}}}$$

avec

- ✓ N_s [tr/min] : vitesse spécifique ;
- ✓ N [tr/min] : vitesse de rotation ;
- ✓ g [m/s^2] : accélération de la pesanteur
- ✓ H : hauteur de chute nette ;

$$N_s [tr/min] = 49,85$$

✚ Caractéristiques de la turbine

Type de turbine	CROSS FLOW
Débit maximum	4,77 m ³ /s
Hauteur nette	2 m
Rendement turbine	82%
Puissance mécanique	11,4 KW
Vitesse de rotation	600 tr/min
Vitesse d'emballement	1.8×600=1080 tr/min

● RENDEMENT DU SYSTEME

Le rendement permet d'évaluer, le taux couverture de notre système sur la population. C'est le rapport entre la production électrique de la microcentrale et la demande de la population locale.

$\eta = \frac{P_{méc}}{B_j}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ η [%] : rendement ; ✓ $P_{méc}$ [kW] : Puissance mécanique ; ✓ B_j [kWh/j] : besoin moyen journalier ;
$B_j = \frac{C_{mj}}{P_r} \times P_{kb}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ P_t : population en zone rurale au Burkina Faso ; ✓ C_{ma} [kWh/an] : consommation moyenne annuelle par habitant ;
$P_r = \alpha \times P_{op}$	<p align="center">avec</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ α [%] : taux de population en zone rurale ✓ P_r : population en zone rurale ;
$C_{mj} = \frac{C_{ma}}{365}$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ C_{mj} [kWh/j] : consommation rurale moyenne journalière ;
$C_{mr} = C_t \times T_a$	<ul style="list-style-type: none"> ✓ T_a [%] : Taux de consommation électrique en zone rurale ; ✓ P_{kb} : Population du village de kobré

✚ Population en zone rurale

On a : $P_r = \alpha \times P_t$; A.N : $P_r = 0,777 \times 21\ 026\ 601$

$P_r = 16\ 337\ 668\ hbts$

✚ Consommation moyenne annuelle en zone rurale

$C_{mr} = C_t \times T_a$; A.N: $C_{mr} = 1\ 890\ 200\ 000 \times 0,1364$

$C_{mr} = 257\ 823\ 280\ kWh/an$

✚ Consommation moyenne journalière

$C_{mj} = \frac{C_{mr}}{365}$; A.N: $C_{mj} = \frac{257\ 823\ 280}{365}$

$C_{mj} = 706\ 365,15\ kWh/j$

✚ Besoins journaliers

$B_j = \frac{C_{mj}}{P_r} \times P_{kb}$; A.N: $B_j = \frac{706\ 365,15}{16\ 337\ 668} \times 8990$

$$**Bj = 386,57 kWh/j**$$

Cependant ;

$$\eta_g [\%] = \left(\frac{P_{elec}}{B_j} \right) ; A.N: \eta_g [\%] = \left(\frac{114}{386,57} \right)$$

$$**\eta_g [\%] = 29,5**$$

Conclusion partielle : Après détermination, nous constatons que notre microcentrale ne pourra combler environ 30% soit 2697 à l'horizon du projet (2050).

Ce faible taux de couverture peut être lié à plusieurs facteurs à savoir :

- ✓ La pente du terrain relativement plate ;
- ✓ Le taux d'urbanisation très faible soit 22,3% de la population soit 77,7% résident en zone rurale

$$Q = V_{canal} \times S_{canal}$$

En vue de pérenniser, la retenue de notre barrage nous avons opter pour :

- ✓ L'énergie hybride avec alternance l'énergie solaire en journalier durant la saison des pluies et en contre-saison ;
- ✓ Dimensionner d'un canal d'amenée et d'un bac de réception
- ✓ Dimensionnement d'un système photovoltaïque en vue de ramener l'eau turbinée restante dans ma retenue.

• **Ouvrages annexes**

Canal d'amenée

Le canal d'amenée d'une centrale hydroélectrique est un canal aménagé qui permet d'amener l'eau de la microcentrale jusqu'au bac de réception. Il commence immédiatement au sortir de la centrale hydroélectrique.

Le canal d'amenée de notre central va suivre l'alignement de la cote 281,65 la cote d'emplacement de la microcentrale ; cependant le fond du canal sera à la cote 279,65 par rapport au niveau de la mer.

Calcul de la largeur du canal

Section trapézoïdale

Si on veut placer le plafond du canal à la côte 279,65m, et que le niveau d'eau dans le canal soit le même que celui du petit réservoir créé par le barrage, cela implique que le tirant d'eau du canal soit égal à :

En considérant que la côte 281,65 est la côte de fonctionnement normale.

Pente de talus du

canal : 1/5

Si on veut dans le canal a 2

$$m' = \left(\frac{nV_{canal}}{R^{0.667}} \right)^2$$

maintenir la vitesse de l'eau m/s, alors :

$$R = \frac{h(B_0 + mh)}{B_0 + 2h\sqrt{1 + m^2}}$$

D'où

$$S_{canal} = h(B_0 + mh)$$

Calcul de $\Rightarrow R = \frac{2 \times (1 + 1/5 \times 2)}{1 + 2 \times 2 \sqrt{1 + 1/25}} \Rightarrow R = 0.55$ la hauteur

$$h = 281,65 - 279,65 \longrightarrow h = 2m$$

La largeur du canal est trop petite, donc pour faciliter la maintenance du canal nous faisons le choix d'un canal de 1m, mais suivons les calculs précédents pourra supporter le débit.

✚ Calcul de la pente longitudinale du canal

$$S_{canal} = \frac{Q}{V_{canal}} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}^2$$

Avec,

$$S_{canal} = 2 \left(B_0 + \frac{1}{5} \times 2 \right) \Rightarrow 1 = 2B_0 + 4/5 \Rightarrow B_0 = 0.10 \text{ m}$$

$$H = h + R \text{ Or } R = 3/7 \text{ (revanche)} \Rightarrow H = 2 + 3/7 \Rightarrow H = 2.42 \text{ m}$$

Finalement on a :

$$L_{\text{dessableur}} = 8 \times 0,1 \longrightarrow L_{\text{dessableur}} = 0,8 \text{ soit } 1\text{m}$$

Bassin de dé rétention

L'eau déviée dans le canal par la prise peut transporter des quantités importantes de matière en suspension (boues) et des sédiments (sable, gravier) qui doivent être éliminés, sans quoi, ils combleront le canal et endommageront rapidement les vannes. Pour cela un bassin de décantation doit être construit en aval de la prise.

Le bassin de décantation se base sur le principe de diminution de vitesse et des turbulences d'écoulement, c'est-à-dire sur une décantation de sédiment en suspension dans le bassin. La diminution est obtenue par un élargissement du canal.

Pour dimensionner un bassin de décantation, le choix le plus simple consiste à prendre la largeur du dessableur comprise entre 5 à 15 fois la largeur du canal. A noter que le dessableur est un bassin plus large que le canal, $m' = \left(\frac{0.015 \times 2}{0.55^{0.667}}\right)^2 = 0.002 \Rightarrow m = 2 \text{ m} / 1000 \text{ m}$ qui permet de ralentir l'écoulement et ainsi laisser les particules solides s'y déposer. En général, une grille fine est disposée en fin de dessableur pour filtrer les dernières particules.

La largeur du dessableur est donnée par la formule suivante :

Calcul de la longueur du dessableur :

$$L_{\text{dessableur}} = \frac{Q}{l_{\text{dessableur}} \times V_{\text{dessableur}}}$$

Suivant les spécifications du fabricant de la turbine qu'on va utiliser, la dimension des particules permises est de 0.5 mm pour une vitesse verticale de 0.1 m/s D'où :

$$L_{\text{dessableur}} = \frac{0,6}{1 \times 0,1} \longrightarrow L_{\text{dessableur}} = 6 \text{ m}$$

Annexe XI : Impact environnemental et social

✚ Critère d'évaluation des impacts

Critère	Catégorie	Description
Portée ou influence spatiale de l'impact	Ponctuelle	Au niveau du site du projet
	Locale	A moins de 10 km du site du projet
	Régionale	A plus de 10 km du site du projet
Intensité de l'impact	Faible	Effets mineurs n'affectant pas les fonctions naturelles de l'écosystème ou impact légèrement positif ou négatif sur les conditions socio-économiques de base
	Moyenne	Altération négative modérée des fonctions naturelles de l'écosystème ou impact modérément positif ou négatif sur les conditions socio-économiques de base
	Forte	Altération importante des fonctions naturelles de l'écosystème ou impact considérablement positif ou négatif sur les conditions socio-économiques de base
Durée de l'impact	Court terme	Inférieur à 1 an

	Moyen terme	Entre 1 et 10 ans
	Long terme	Supérieur à 10 ans

Source : ADEOSSI, 2018

Critères d'appréciation de l'importance des impacts

Critère d'importance	Description
Majeur	Domages irréparables sur les systèmes écologiques. Dégradation des milieux récepteurs ou impact très positif sur l'environnement socioéconomique
Modérée	Domages réparables sur les systèmes écologiques. Dégradation partielle des milieux récepteurs ou impact relativement positif sur l'environnement socio-économique
Mineur	Domages observés sans toutefois affecter les milieux récepteurs ou impact mineur sur l'environnement socio-économique.

Source : ADEOSSI, 2018

Grilles d'analyse des impacts selon la « Matrice de FECTEAU »

Importance	Critère		
	Intensité	Portée	Durée
Majeure	Forte	Régionale	Long terme
	Forte	Régionale	Moyen terme
	Forte	Locale	Long terme
	Moyenne	Régionale	Long terme
Modérée	Forte	Régionale	Court terme
	Forte	Locale	Moyen terme
	Forte	Locale	Court terme
	Forte	Ponctuelle	Long terme
	Forte	Ponctuelle	Long terme
	Moyenne	Régionale	Moyen terme
	Moyenne	Régionale	Court terme
	Moyenne	Locale	Long terme
	Moyenne	Locale	Moyen terme
	Moyenne	Ponctuelle	Long terme
	Faible	Régionale	Long terme
	Faible	Régionale	Moyen terme
	Faible	Locale	Long terme

Mineure	Forte	Ponctuelle	Court terme
	Moyenne	Locale	Court terme
	Moyenne	Ponctuelle	Court terme
	Moyenne	Ponctuelle	Moyen terme
	Faible	Régionale	Court terme
	Faible	Locale	Moyen terme
	Faible	Locale	Court terme
	Faible	Ponctuelle	Long terme
	Faible	Ponctuelle	Moyen terme
	Faible	Ponctuelle	Court terme

Source : ADEOSSI, 2018

✚ Identification des activités sources d'impacts en phase de construction et d'exploitation du projet

Légende : (+) : Impact positif ; (-) : Impact négatif et (+/-) : Impact à la fois positif et négatif.

Phase du projet	Principales activités sources d'impacts	Composante du milieu récepteur								
		Milieu biophysique					Milieu humain			
		Eau	Air	Sol	Faune	Flore	Santé	Economie	Emploi	Social
Construction	Installation de chantier (base vie)			(-)	(-)	(-)		(+)	(+)	
	Terrassement (débroussaillage, décapage)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)		(+)	(+)	
	Implantation des ouvrages	(-)		(-)				(+)	(+)	
	Remblai et déblais	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(+)	(+)	
	Extraction de matériaux d'emprunt		(-)	(-)	(-)	(-)		(+)	(+)	
	Aménagements de pistes	(-)		(-)				(+)	(+)	
	Utilisation et circulation d'engins lourds		(-)	(-)			(-)			
	Approvisionnement en eau pour les travaux	(-)					(-)	(+)	(+)	
	Présence de la main d'œuvre	(-)		(-)			(-)	(+)		
	Production de déchets solides et liquides	(-)		(-)			(-)			
Aires de dépôts de matériaux de construction			(-)						(+)	
Exploitation	Présence d'eau	(+)	(+)		(+)	(+)	(-)		(+)	(+/-)
	Recharge de la nappe	(+)								
	Régénération de la végétation ripisylve			(+)	(+)	(+)				(+/-)
	Aménagement du périmètre								(+)	(+/-)
	Utilisation d'engrais						(-)			
	Utilisation de pesticides	(-)		(-)			(-)			
	Production maraichère							(+)	(+)	
Commercialisation des produits maraichers							(+)	(+)		

	Conduites des activités de pêche							(+)	(+)	
	Abreuvement des animaux									(+/-)

✚ Analyse des impacts en phase de construction et d'exploitation

Milieu récepteur	Composante	Impact identifié	Evaluation de l'importance de l'impact				
			Catégorie	Portée	Intensité	Durée	Importance
PHASE DE CONSTRUCTION							
Biophysique	Eau	Amenuisement et pollution de l'eau	Négatif	Locale	Faible	Moyenne	Mineure
	Air	Pollution de l'atmosphère (poussière)	Négatif	Locale	Faible	Courte	Mineure
	Sol	Dégradation du sol	Négatif	Ponctuelle	Moyenne	Longue	Modérée
	Faune	Dégradation de la faune	Négatif	Ponctuelle	Faible	Moyenne	Mineure
	Flore	Migration et/ou extermination d'espèces	Négatif	Ponctuelle	Faible	Moyenne	Mineure
	Climat sonore	Nuisances sonores (bruits des engins)	Négatif	Ponctuelle	Faible	Courte	Mineure
Humain	Santé	Risque de maladies respiratoires et IST	Négatif	Ponctuelle	Moyenne	Moyenne	Modérée
	Sécurité	Risque d'accident lié aux engins de terrassement et véhicules de chantier	Négatif	Ponctuelle	Faible	Moyenne	Mineure
	Economie	Opportunité de commerce	Positif	Ponctuelle	Moyenne	Moyenne	Modérée
	Emploi	Création d'emploi directs et indirectes	Positif	Locale	Moyenne	Moyenne	Modérée
PHASE D'EXPLOITATION							
Biophysique	Eau	Disponibilité de l'eau en surface et recharge potentielle de la nappe	Positif	Ponctuelle	Forte	Longue	Majeure
	Sol	Modification du sol par les labours	Négatif	Ponctuelle	Faible	Longue	Mineure
	Air	Régulation naturelle de l'air ambiant	Positif	Ponctuelle	Faible	Longue	Mineure
	Faune	Plantation d'arbres utilitaires et végétalisation de la ripisylve	Positif	Ponctuelle	Moyenne	Longue	Modérée

	Flore	Recolonisation du site par les espèces aquatiques et autres espèces	Positif	Ponctuelle	Moyenne	Longue	Modérée
Milieu récepteur	Composante	Impact identifié	Evaluation de l'importance de l'impact				
			Catégorie	Portée	Intensité	Durée	Importance
Humain	Santé	Développement potentiel de maladies liées à l'eau	Négatif	Locale	Moyenne	Longue	Modérée
	Economie	Amélioration de l'économie locale par les activités agro-sylvo-pastorales	Positif	Locale	Moyenne	Longue	Modérée
	Emploi	Création d'emploi permanents	Positif	Locale	Forte	Longue	Majeure
	Commerce	Intensification des activités commerciales	Positif	Locale	Moyenne	Longue	Modérée
	Foncier	Génération de conflits fonciers et détérioration du climat social	Négatif	Ponctuelle	Forte	Courte	Mineure
	Exode rural	Occupation des jeunes et diminution de l'exode rural saisonnier	Positif	Locale	Moyenne	Longue	Modérée
	Pastoralisme	Développement des activités pastorales	Positif	Régionale	Moyenne	Longue	Majeure
	Pêche	Développement des activités de pêches et annexes	Positif	Locale	Moyenne	Longue	Modérée
	Cadre de vie	Amélioration des conditions de vie des populations	Positif	Locale	Forte	Longue	Majeure
	Us et coutumes	Création de cadre favorable au rites et coutumes	Positif	Ponctuelle	Moyenne	Longue	Mineure

 **Plan de Gestion Environnemental et Social**

Légende : MDC : Mission de contrôle ; DPEA : Direction provinciale de l'eau et de l'assainissement ; DPEEVCC : Direction provinciale de l'environnement, de l'économie verte et du changement climatique ; DPRAH : Direction provinciale des ressources animales et halieutiques ; DPAAH : Direction provinciale de l'agriculture et des aménagements hydro-agricoles ; BUNEE : Bureau nationale des évaluations environnementales.

Milieu récepteur	Impact	Action/Mesure	Objectif	Acteurs de mise en œuvre	Acteurs de surveillance	Période
PHASE DE CONSTRUCTION						
Eau	Risque de pollution et de surexploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Utilisation rationnelle de l'eau - Assainissement adéquat du site 	Réduire le gaspillage et la pollution de l'eau	Entreprise	<ul style="list-style-type: none"> - MDC - BUNEE - AEN - DPEA 	Pendant les travaux
Air	Emission de poussière et de gaz d'échappement	<ul style="list-style-type: none"> - Arrosage continu du chantier - Entretien et vidange périodique des engins 	Réduire la pollution de l'air par les gaz et la poussière	Entreprise	<ul style="list-style-type: none"> - MDC - BUNEE - DPEEVCC 	Pendant les travaux
Sol	Destruction du sol et pollution par les huiles	<ul style="list-style-type: none"> - Remise en état du site - Bonne gestion des déchets liquides et solides - Entretien périodique les engins 	Réduire l'impact des travaux sur le sol	Entreprise	<ul style="list-style-type: none"> - MDC - DPEEVCC - BUNEE 	Pendant et à la fin des travaux
Faune	Destruction de la végétation	<ul style="list-style-type: none"> - Reboisement du site et des zones d'emprunt 	Compenser le couvert végétal affecté	Comité de gestion du barrage	<ul style="list-style-type: none"> - DPEEVCC - BUNEE 	A la fin des travaux

Milieu récepteur	Impact	Action/Mesure	Objectif	Acteurs de mise en œuvre	Acteurs de surveillance	Période
Emploi	Création d'emploi temporaire	- Recrutement de la main d'œuvre locale	Réduire temporairement le chômage	Entreprise	- BUNEE - Mairie	Pendant les travaux
Santé/Sécurité	Risque de maladie et d'accident	- Sensibilisation des travailleurs - Dotation des ouvriers d'équipement de protection individuel - Défense d'accès au site aux riverains - Implantation de panneaux de signalisation - Limitation de la vitesse à 30 km/h dans le chantier	Maintenir le personnel en bonne santé et réduire le risque d'accident et de maladie	Entreprise	- MDC - BUNEE	Pendant les travaux
PHASE D'EXPLOITATION						
Population bénéficiaire	Naissance de conflits entre usagers de l'eau	- Organisation et formation des exploitants Edition des règles d'usage	Réduire les conflits liés à l'usage de l'eau	Comité de Gestion du Barrage	- DPEA - CLE - AEN	Avant exploitation de l'ouvrage

Santé	Développement de maladie liées à l'eau et pollution de l'eau par les produits chimiques	<ul style="list-style-type: none"> - Sensibilisation sur les dangers liés à la consommation de l'eau insalubre - Utilisation de moustiquaire par les habitants 	Réduire le taux des maladies et danger liés à l'eau	<ul style="list-style-type: none"> - CSPS - Mairie - DPAAH - CLE 	<ul style="list-style-type: none"> - DPEA - DPAAH - AEN 	Pendant l'exploitation
Milieu récepteur	Impact	Action/Mesure	Objectif	Acteurs de mise en œuvre	Acteurs de surveillance	Période
		<ul style="list-style-type: none"> - Veuillez à une bonne utilisation des engrais et pesticides 				
Foncier	Réquisition de l'espace du périmètre pour cause d'utilité publique et inondation des champs et habitats	<ul style="list-style-type: none"> - Prévision d'un plan de réinstallation pour les ménages affectés - Prévision de mesures de compensation pour les espaces agricoles perdus 	Réduire les conflits sociaux	<ul style="list-style-type: none"> - MDC - Mairie - Préfecture - Comité de gestion du barrage 	<ul style="list-style-type: none"> - MDC - BUNEE - Mairie - Préfecture 	Avant le début des travaux
Agriculteurs/ Eleveurs	Conflit agriculteurs éleveurs	<ul style="list-style-type: none"> - Aménagement de pistes à bétail - Sensibilisation des acteurs 	Limiter les conflits entre agriculteurs et éleveurs	<ul style="list-style-type: none"> - Comité de Gestion du Barrage, ONG 	<ul style="list-style-type: none"> - DPEA - DPRAH - CLE - AEN 	Avant et en phase d'exploitation

 **Budget estimatif du PGES**

Mesures/Actions	Unités	Quantité	Cout unitaire	Montants	Observation/Commentaire
Sensibilisation des populations sur les IST et l'assainissement	FF	1	1 000 000	1 000 000	Tenue de séance avec les techniciens de la santé et de l'eau
Achat de moustiquaires imprégnés	FF	1	2 500 000	2 500 000	Destinés aux ménages situés dans l'emprise du barrage
Réalisation de pistes à bétail	Unité	4	500 000	2 000 000	La délimitation pourra être faite par implantation de balises en béton le long des pistes identifiées
Délimitation et balisage de la bande de servitude de la cuvette du barrage	Unité	100	50 000	5 000 000	Confectionner des balises en béton de 1 m de hauteur et renforcer par des plants
Reboisement	ha	15	500 000	7 500 000	Inclus la délimitation, la sensibilisation, l'acquisition ainsi que la mise en terre des plants, le suivi technique
Entretien périodique des plants	FF	1	5 000 000	5 000 000	Suivi des plants, regarnissage, protection contre les feux de brousse par la réalisation des pares-feux en saison sèche
Plan de dédommagement et de réinstallation	FF	1	30 000 000	30 000 000	Trouver des sites d'accueil et des espaces agricoles pour les ménages affectés
Réalisation d'actions CES /DRS	ha	20	100 000	2 000 000	Réalisation de cordon pierreux, de diguettes filtrantes pour les exploitants au bord de la cuvette
Communication, information et sensibilisation	Séances	5	500 000	2 500 000	
Création et dynamisation du comité de gestion du barrage	FF	1	2 500 000	2 500 000	Mise en place et formation du comité

Appui à l'organisation des exploitants	FF	1	1 000 000	1 000 000	Création de groupements et associations pour une meilleure gestion du périmètre et des infrastructures
Mesures/Actions	Unités	Quantité	Cout unitaire	Montants	Observation/Commentaire
Acquisition de matériels d'entretien aux profits du comité de barrage	FF	1	2 500 000	2 500 000	Achat de brouette, dame manuelle, pioche, bottes, machettes, pelle, gants de protection, etc.
Formation des exploitants sur les techniques agricoles	FF	1	2 000 000	2 000 000	Tenue de séance avec les techniciens de l'agriculture
Mission de surveillance environnementale par le BUNEE	Nombre	5	1 000 000	5 000 000	
TOTAL GENERAL DU BUDGET ESTIMATIF DU PGES				70 500 000 Francs CFA	

Annexe XII : Métré et devis estimatif

▪ **Métré de la digue**

N°	Côte TN (m)	Côte Digue (m)	Largeur Crête (m)	Distance Partielle (m)	Décapage (m)	H=Di-TN (m)	Largeur en base (m)	Section (m ²)	Section moyenne (m ²)	Volume partielle (m ³)	Volume cumulé (m ³)
1	291	290,75	4,5	0	0,2	-0,25	3,5	- 0,10	-	-	-
2	290,5	290,75	4,5	10	0,2	0,25	5,5	2,15	1,03	10,25	10,25
3	290	290,75	4,5	10	0,2	0,75	7,5	5,40	3,78	37,75	48,00
4	289,5	290,75	4,5	10	0,2	1,25	9,5	9,65	7,53	75,25	123,25
5	289	290,75	4,5	10	0,2	1,75	11,5	14,90	12,28	122,75	246,00
6	288,5	290,75	4,5	10	0,2	2,25	13,5	21,15	18,03	180,25	426,25
7	288	290,75	4,5	10	0,2	2,75	15,5	28,40	24,78	247,75	674,00
8	287,5	290,75	4,5	10	0,2	3,25	17,5	36,65	32,53	325,25	999,25
9	287	290,75	4,5	15	0,2	3,75	19,5	45,90	41,28	619,13	1 618,38
10	286,5	290,75	4,5	15	0,2	4,25	21,5	56,15	51,03	765,38	2 383,75
11	286	290,75	4,5	15	0,2	4,75	23,5	67,40	61,78	926,63	3 310,38
12	285,5	290,75	4,5	15	0,2	5,25	25,5	79,65	73,53	1 102,88	4 413,25
13	285	290,75	4,5	15	0,2	5,75	27,5	92,90	86,28	1 294,13	5 707,38
14	284,5	290,75	4,5	15	0,2	6,25	29,5	107,15	100,03	1 500,38	7 207,75
15	284	290,75	4,5	15	0,2	6,75	31,5	122,40	114,78	1 721,63	8 929,38
16	283,5	290,75	4,5	15	0,2	7,25	33,5	138,65	130,53	1 957,88	10 887,25
17	283	290,75	4,5	20	0,2	7,75	35,5	155,90	147,28	2 945,50	13 832,75
18	283,5	290,75	4,5	20	0,2	7,25	33,5	138,65	147,28	2 945,50	16 778,25
19	284	290,75	4,5	20	0,2	6,75	31,5	122,40	130,53	2 610,50	19 388,75
20	284,5	290,75	4,5	20	0,2	6,25	29,5	107,15	114,78	2 295,50	21 684,25
21	285	290,75	4,5	20	0,2	5,75	27,5	92,90	100,03	2 000,50	23 684,75

22	285,5	290,75	4,5	20	0,2	5,25	25,5	79,65	86,28	1 725,50	25 410,25
23	286	290,75	4,5	18	0,2	4,75	23,5	67,40	73,53	1 323,45	26 733,70
N°	Côte TN (m)	Côte Digue (m)	Largeur Crête (m)	Distance Partielle (m)	Décapage (m)	H=Di-TN (m)	Largeur en base (m)	Section (m ²)	Section moyenne (m ²)	Volume partiel (m ³)	Volume cumulé (m ³)
24	286,5	290,75	4,5	14,5	0,2	4,25	21,5	56,15	61,78	895,74	27 629,44
25	287	290,75	4,5	15	0,2	3,75	19,5	45,90	51,03	765,38	28 394,81
26	287,5	290,75	4,5	15	0,2	3,25	17,5	36,65	41,28	619,13	29 013,94
26	288	290,75	4,5	15	0,2	2,75	15,5	28,40	32,53	487,88	29 501,81
26	288,5	290,75	4,5	15	0,2	2,25	13,5	21,15	24,78	371,63	29 873,44
26	289	290,75	4,5	15	0,2	1,75	11,5	14,90	18,03	270,38	30 143,81
26	289,5	290,75	4,5	15	0,2	1,25	9,5	9,65	12,28	184,13	30 327,94
26	290	290,75	4,5	15	0,2	0,75	7,5	5,40	7,53	112,88	30 440,81
26	290,5	290,75	4,5	15	0,2	0,25	5,5	2,15	3,78	56,63	30 497,44
26	291	290,75	4,5	15	0,2	-0,25	3,5	- 0,10	1,03	15,38	30 506,25

▪ **Métré des annexes de la digue**

Drain aval et butée de pieds (triangulaire)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Pente	Volume déblai (m³)	Volume enrochement (m³)
	0,5	1,5	1050	1V/1H	751,5	751,5
Muret (amont et aval)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Volume (m³)		
	0,5	0,5	1059	248,75		
Drain	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)	Volume sable (m³)		
	0,2	10	1059	1990		

▪ **Métré de l'ouvrage de prise**

Bacs de réception amont et aval	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Volume (m ³)
	1	1,60	0,6	2,3
Conduite et Ecran anti-renard	0,2	30,8	1	6,2

▪ **Métré tranchée d'encrage**

Tranché manuelle	Hauteur (m)	Largeur (m)	L (m)	Volume (m ³)			
	1,5	1	100	150			
Encrage lit mineur	Pente	Profondeur (m)	Largeur supérieur (m)	Largeur inférieur (m)	Longueur	Surface (m ²)	Volume (m ³)
	3V/1H	5,5	16,5	3,5	100	55	2580
Encrage lit majeur	3V/1H	4	12	3,5	150	31	2425
Encrage lit rive	3V/1H	1	3	3,5	780	3,25	1375,5

▪ **Métré évacuateur de crue**

Déversoir	Longueur (m)	Hauteur (m)	Largeur b1 (m)	Largeur b2 (m)	Encrage fondation (m)	Volume déblai (m ³)	Volume béton cyclopéen (m ³)
	30	5,75	1	11	5,00	164,5	869,22
Bassin de dissipation	Longueur (m)	Profondeur (m)	Largeur (m)	Volume béton (m ³)			
	30	1,00	3	115,5			
Murs bajoyers	Epaisseur e0 (m)	Hauteur voile (m)	Epaisseur fondation (m)	Largeur fondation (m)	Volume déblai (m ³)	Volume béton (m ³)	
	0,4	9,2	1,45	5	285,66	285,66	
Filtre en matériau sableux	Epaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Volume sable (m ³)			
	0,1	35	12	40,81			
Protection bassin	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Volume (m ³)			
	2,00	0,4	3	4,8			

▪ **Devis estimatif**

I.1	Amenée et repli du matériel	Forfait	1	10 000 000	10 000 000
I.2	Installation et fonctionnement du chantier	Forfait	1	10 000 000	10 000 000
I.3	Elaboration des plans d'exécution, de recollement et implantation des ouvrages	Forfait	1	5 000 000	5 000 000
	Sous total I				25 000 000
II	TRANCHEE D'ENCRAGE ET FONDATION				
II.1	Déblai aux engins pour prétranchée d'encrage (lit mineur) et tranchée (lit majeur)	m ³	6 343	4 000	25 350 000
II.2	Déblai manuel pour tranchée d'ancrage au niveau du lit mineur	m ³	150	3 000	370 000
II.3	Remblai argileux aux engins pour tranchée d'ancrage	m ³	6 343	5 000	39 519 500
	Sous total II				65 239 500
III	DIGUE				
III.1	Déblai de l'ancienne digue	m ²	5 735	4 000	22 940 000
III.2	Débroussaillage, décapage de l'emprise de la digue	m ²	32 535	300	9 760 500
III.3	Déblai aux engins pour drain aval et butée de pieds amont	m ³	728	4 000	2 912 000
III.4	Déblai à la main dans le remblai pour muret de crête	m ³	249	4 500	1 120 500
III.5	Remblai argileux compacté aux engins pour corps de la digue	m ³	35 606	5 000	178 030 000
III.6	Couche de couronnement latéritique de 20 cm d'épaisseur pour crête	m ³	903	4 000	3 612 000
III.7	Couche de pose sur talus amont et aval	m ³	2059	4 000	8 236 000

III.8	Matériaux sableux calibré pour filtre	m ³	2 390	10 000	23 900 000
III.9	Perré sec sur talus aval	m ²	4 975	6 000	29 850 000
III.10	Perré maçonné sur talus amont	m ²	4 870	15 000	73 050 000
III.11	Enrochement rangé à la main pour butée et drain	m ³	746	10 000	7 460 000
III.12	Maçonnerie de moellons pour mur de crête aval et mur parapet	m ³	498	30 000	14 940 000
	Sous total III				375 811 000
IV	DIGUETTES DE PROTECTION				
IV.1	Débroussaillage, décapage de l'emprise de la digue de protection (épaisseur : 20 cm)	m ²	4 500, 00	300	1 350 000
IV.2	Déblai aux engins pour drain aval et butée de pieds amont	m ³	125	4 000	500 000
IV.3	Remblai argileux compacté aux engins pour corps de la digue	m ³	5 780, 00	5 000	28 900 000

N°	Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
IV.4	Couche de couronnement latéritique de 20 cm d'épaisseur pour crête	m ³	450	4 000	1 800 000
IV.5	Couche de pose sur talus amont et aval	m ³	100	4 000	400 000
IV.6	Enrochement rangé à la main pour butée	m ³	155	10 000	1 550 000
IV.7	Perré sec sur talus amont et aval	m ²	500	6 000	3 000 000
	Sous total IV				37 500 000
V	DEVERSOIR, MUR BAJoyer ET BASSIN DE DISSIPATION				
V.1	Déblai aux engins pour bassin de dissipation	m ³	115	4 000	460 000

V.2	Déblai dans la fondation pour déversoir	m ³	173,5	4 500	780 750
V.3	Déblai à la main dans le remblai pour bajoyers	m ³	279,7	4 500	1 258 650
V.4	Filtre sous talus aval et bassin de dissipation (épaisseur 10 cm)	m ³	38,8	10 000	388 000
V.5	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m ³	50,8	70 000	3 556 000
V.6	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour bajoyers	m ³	285,7	150 000	42 855 000
V.7	Béton ordinaires dosé à 300 kg/m3 pour bassin de dissipation et blocs chicanes	m ³	115,5	120 000	13 860 000
V.8	Béton armé coulé en élévation par plot dosé à 350 kg/m3 pour déversoir	m ³	872,2	150 000	130 830 000
V.9	Béton armé coulé en inclinaison dosé à 350 kg/m3 pour talus aval	m ³	4,8	150 000	720 000
V.10	Fourniture et pose de joints Waterstop pour bajoyers	m	250	45 000	11 250 000
V.11	Fourniture et pose de tuyaux PVC D50 pour barbacanes	m	100	2 500	250 000
V.12	Fourniture et pose de joints bitumineux pour bassin de dissipation	m	300	6 750	2 025 000
	Sous total V				208 233 400
VI	CHENAL D'EVACUATION				
VI.1	Déblai aux engins pour chenal	m ³	180	4 000	4 720 000
VI.2	Enrochement pour protection du chenal	m ³	53	10 000	530 000
VI.3	Gabions métalliques posés 2*1*0,50 pour le chenal	U	105	45 000	4 725 000
	Sous total VI				9 975 000
VII	OUVRAGES DE PRISE ET DE VIDANGE				
VII.1	Déblai à la main pour bacs amont et aval	m ³	2,3	4 500	10 350
VII.2	Déblai à la main à travers le remblai pour conduite et écrans anti renard	m ³	6,2	4 500	27 900
VII.3	Enrochements rangés à la main autour du bac amont et plateforme	m ³	2,3	10 000	23 000
VII.4	Maçonnerie de moellons pour escaliers d'accès	m ³	3	30 000	90 000
VII.5	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 pour bacs amont, aval et conduite	m ³	0,2	70 000	14 000

N°	Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	Prix unitaire (FCFA)	Montant (FCFA)
VII.6	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m ³ pour enrobage de la conduite	m ³	24,6	120 000	2 952 000
VII.7	Béton armé vibré dosé à 350 kg/m ³ pour bacs	m ³	3,1	150 000	465 000
VII.8	Béton armé vibré dosé à 350 kg/m ³ écrans anti renard	m ³	4,5	150 000	675 000
VII.9	Echelle de descente en fer T12 dans les bacs amont et aval	U	2	50 000	100 000
VII.10	Grille de protection des bacs amont et aval en fer HA 12 avec cadenas	U	2	100 000	200 000
VII.11	Conduite en fonte DN400 et accessoires	m	30,8	200 000	6 160 000
VII.12	Robinet vanne DN 400 et accessoires	U	1	2 000 000	2 000 000
VII.13	Crépine DN 300 et accessoires (de fabrication locale)	U	1	50 000	50 000
	<i>Sous total VII</i>				12 767 250
VIII	DISPOSITIF D'AUSCULTATION DU BARRAGE				
VIII.1	Echelle limnimétrique pour unité de 1 m fabriqué en usine	m	5	100 000	500 000
VIII.2	Mise en place de bornes de nivellement sur la digue et les rives	U	6	500 000	3 000 000
	<i>Sous total VIII</i>				3 500 000
IX	CUVETTE DU BARRAGE				
IX.1	Abattage des arbres à la cote PHE	U	300	27 500	5 500 000
IX.2	Bornage de la limite de la cote PHE avec des balises parallélépipédiques en béton	U	100	75 000	7 500 000
	<i>Sous total IX</i>				13 000 000
X	MICROCENTRALE HYDROELECTRIQUE				

X.1	Conduite forcée en fonte DN400 et accessoires	m	13	200 000	2 600 000
X.2	Bâtiment de la microcentrale	U	1	3 500 000	3 500 000
X.3	Turbine BANKI de 60kwh	U	1	4 275 000	4 275 000
X.4	Canal d'amenée	m	4	100 000	400 000
X.5	Groupe électrogène MASTER FALSH 5000W	U	1	2 582 295	2 582 295
X.6	Générateur électrique	U	1	5 300 000	5 300 000
	<i>Sous total X</i>				<i>18 657 295</i>
	<i>TOTAL GENERAL HORS TAXE</i>				<i>766 183 445</i>
	<i>TVA (18%)</i>				<i>137 913 020</i>
	<i>TOTAL GENERAL TOUTE TAXE CONFONDUE (TTC)</i>				<i>904 096 465</i>

Annexe XIII : Pièces graphiques