



IFEC

INGENIERIE – FORMATION – EXPERTISE –
CONSEILS

ETUDE DE LA REHABILITATION DU BARRAGE DE LA LOBI

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN EAU ET ENVIRONNEMENT
OPTION : Infrastructure et Réseau Hydraulique

Présenté et soutenu publiquement le 26 janvier 2016 par

Laouapan Ousseni Kepian DRABO

Travaux dirigés par :

Dr. **Ismaela GUEYE** Enseignant, Chercheur, au 2iE ;

Ing. **Adama NOMBRE** Spécialiste des barrages, Responsable du Bureau IFEC

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dial NIANG

Membres et correcteurs :
Moussa FAYE
Moussa KABORE
Roland YONABA

Promotion [2014/2015]

DÉDICACES

Je dédie ce mémoire de fin d'étude à :

✚ Ma famille pour leur soutien morale et financier ;

✚ Mes amis pour leur soutien moral et leur conseil;

✚ Mes camarades pour leur soutien moral et leur conseil

✚ Mes collègues pour leur soutien moral et leur conseil.

REMERCIEMENTS

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

Dr. Ismaela GUEYE, Enseignant chercheur au 2iE, pour son assistance, sa disponibilité et tous les conseils prodigués tout au long de ce présent mémoire ;

Nos enseignants et tout le corps professoral de 2iE ;

Mr. Adama NOMBRE Directeur Général de IFEC, qui a bien voulu nous accepter dans son bureau d'étude et de nous avoir proposé ce thème.

Dr SOMDA Directeur Technique de IFEC et **Mr. Moussa KABORE** Ingénieur en Génie Civil à IFEC, pour leur assistance, leur disponibilité à répondre à toutes nos questions et à nous fournir tous les documents nécessaires au bon déroulement de ce mémoire.

Nous remercions vont également à:

Tout le personnel du bureau d'étude IFEC pour leur soutien moral et conseil durant le déroulement du stage

Et enfin, une fois de plus, je remercie mes parents, frères et sœurs et amis pour leur infatigable soutien moral et financier.

RESUME

Le présent mémoire présente les résultats du diagnostic et de l'étude technique pour la réhabilitation d'un barrage dégradé à vocation hydro-agro-pastorale. Ce barrage est situé à l'exutoire d'un bassin versant d'une superficie d'environ 122 km² pouvant apporter en volume plus de 8 millions de m³ en année moyenne. Il se situe au sud-ouest du Burkina Faso dans la province de la COMOE. Le barrage de la Lobi construit en 1976, et ayant connu une première réhabilitation en 1994 est fonctionnel mais n'arrive pas à stocker le volume d'eau initialement prévu et présente des fuites et des infiltrations préjudiciable à sa sécurité. C'est sous l'impulsion des autorités burkinabè, qu'il a été décidé de diagnostiquer et de réhabiliter le barrage et ses ouvrages annexes afin qu'il remplisse à nouveau ses fonctions essentielles pour le bien-être des populations.

Les caractéristiques principales de l'ouvrage actuel sont : la digue est homogène en remblai argileux, d'une longueur de 750 m, sa largeur en crête est de 6 m, sa hauteur maximale est de 16 m, et est calée à la côte 443.8 m, avec des talus amont et aval variant de 1V/2.5H à 1V/2.8H.

Le déversoir actuel constitué d'un batardeau est caractérisé par une longueur de 70 m, une côte au PEN de 442.77 m et doit évacuer un débit de 130 m³/s en moyenne.

Le dimensionnement du nouvel ouvrage issu de notre étude se présente comme suit :

Il s'agit d'une digue homogène à remblai argileux dont les dimensions sont respectivement 937 m pour la longueur et 9 m pour la largeur en crête. Il sera calé à la côte 445.09 m avec des talus amont et aval présentant respectivement les caractéristiques de 1V/3H et de 1V/3H.

Dans sa partie aval, il sera disposé un filtre horizontal et vertical de 60 cm d'épaisseur suivant l'allure du talus aval en vue de renforcer sa stabilité.

Le déversoir de 75 m de long occupe une position latérale conçu pour évacuer un débit de crue centennale d'environ 185 m³/s et une crue de sécurité d'environ 350 m³/s. A l'aval de ce déversoir, un bassin de dissipation à ressaut de Type II y sera construit. L'ouvrage de prise ne sera pas touché par le nouvel aménagement, et sera toujours destiné à l'irrigation et à l'approvisionnement de la population à l'aval du barrage. Le coût de l'aménagement a été estimé à environ 2 486 812 217 FCFA TTC.

Mots clés

1. Diagnostique, 2. Réhabilitation, 3. LOBI, 4. Barrage,

ABSTRACT

This thesis presents the results of the diagnosis and the technical study for the rehabilitation of a degraded dam hydro-agro-pastoral vocation. This dam is wedged at the outlet of a watershed with an area of approximately 122 km² in volume that can provide more than 8 million m³ in average year. It is located in southwestern Burkina Faso in the province of COMOIE. This dam built in 1976, and having first rehabilitation in 1994 is functional but has a weak water storage capacity due to certain infiltration and running away. It is under the impetus of the Burkinabe authorities, it was decided to diagnose and rehabilitate the dam and its ancillary works so that it fills again its core functions for the well-being of populations.

Main characteristics of the present work are: the dam is homogeneous clay backfill, a length of 750 m, the ridge width is 6 m, a maximum height of 16 m, and is keyed to the coast 443.8 m, with upstream and downstream slope varying from 1V / 2.5h to 1V / 2.8H. The current weir consists of a cofferdam is characterized by a length of 70 m, a coast PEN 442.77 m and to evacuate a flow rate of 130 m³ / s on average. The dimensioning of new work resulting from our study is as follows: This is a homogeneous clay embankment dam, whose dimensions are respectively 937 m in length and 9 m in width for the peak. It will be wedged in the coast 445.09 m with upstream slope and downstream respectively having the features of 1V / 3H and 1V / 3H. In its downstream part, shall be disposed horizontal and vertical filter 60 cm in thickness according to the speed of the downstream slope to enhance its stability. The weir 75 m long occupies a lateral position designed to vent a hundred-year flood flow rate of about 185 m³ / s and a safety check flood of 350 m³ / s. At the downstream of the weir, a stilling basin to Type II jump there will be built. The intake structure will not be affected by the new development, and always will be for irrigation and to supply the population downstream of the dam. The cost of the construction was estimated at approximately 2,486,812,217 FCFA TTC.

KEYS WORDS

1. Diagnosis, 2. Rehabilitation, 3. LOBI, 4. Dam,

SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

IFEC: Ingénierie Formation Expertise et Conseil

AGETEER : l'Agence d'Exécution des Travaux Eaux et Equipement Rural

BV : Bassin Versant

CIEH: Comité Interafricain des Etudes Hydrauliques

EIER : Ecole Inter-Etats des Ingénieurs de l'Equipement Rural

ORSTOM: Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer

PEN: Plan d'Eau Normal

PHE: Plus Hautes Eaux

TN : Terrain Naturel

SC : Sondage carotté

PZ : Piézomètre

SOMMAIRE

I. INTRODUCTION	xii
II. CONTEXTE D'ETUDE	1
II.1. Historique du barrage de la LOBI.....	1
II.2. OBJECTIF DE STAGE.....	1
II.3. Présentation de la zone d'étude.....	2
II.3.1. Localisation du barrage	2
II.3.2. Caractéristiques physiques et naturelles :	2
CARTE DE SITUATION DE LA ZONE (SIG).....	5
III. MATERIEL ET METHODE	6
III.1. la collecte des données.....	6
III.1.1 Recherche documentaire	6
III.1.2. Inspection du site d'étude :	6
III.1.3. Investigation réalisées dans le cadre de l'étude :	6
III.2. le traitement des données	7
IV. Synthèse de l'inspection	9
IV.1. Description du barrage	9
IV.2. Constats dégagés lors de la visite d'inspection.....	9
IV.2.1. Au niveau de la digue du barrage :	9
IV.2.2. L'Ouvrage de prise	10
IV.2.3 L'Evacuateur de crue.....	11
IV.2.4. Le bassin de dissipation	11
IV.2.5. Le Chenal d'évacuation	12
IV.2.6. Le Dispositif d'auscultation.....	12
V. Synthèse des investigations réalisées	13
V. 1 synthèse des investigations cartographiques	13
V.2 synthèse des études topographiques	15
V.3 Synthèse des études géotechniques.....	16
V.3.1 Nature des matériaux de fondation de la digue	16
V.3.2 Nature des matériaux de fondation du déversoir.....	16
V.3.3 Nature des matériaux de fondation du chenal de restitution	17
V.3.4 Zones d'emprunt d'argile identifiées	18
V.3.5 Zones d'emprunt de graveleux latéritique.....	22
V.3.6 Sable pour filtre et béton.....	23
V.4. Rappel des études antérieures sur les matériaux de la fondation du barrage et de la digue.....	23
V.4.1 Reconnaissance de la fondation	23
V.4.2 Digue : caractéristique des matériaux à la réhabilitation en 1994.....	26
V.5 Synthèse des études hydrologiques.....	28
V.5.1 Rappel des études antérieures	28

V.6 Etudes hydrologiques de diagnostic et leurs résultats	29
V.6.1 Acquisition de données	29
V.6.4 Estimation des apports au site et remplissage du barrage	35
V.6.5 Principaux problèmes sur la sécurité hydrologique du barrage.....	36
V.7 Synthèse des études d’auscultation.....	38
V.7.1 Principaux problème sur l’état du dispositif d’auscultation et surveillance du barrage	39
V.7.2 Vidange de fond	39
VI. Solution pour la réhabilitation du barrage	40
VI.1 Mise en sécurité hydrologique du barrage.....	40
VI.1.1 Reconstruction de l’évacuateur de crue	40
VI.1.2 Rehaussement de la digue du barrage.....	40
VI.1.3 Amélioration de la sécurité hydrologique du barrage par la mise en place d’un mur parapet	41
VI.2 Réhabilitation de la digue et de sa fondation	41
VI.3 Auscultation et dispositif de suivi du barrage.....	45
VI.3.1 Suivi du niveau piézométrique dans la digue et sa fondation	45
VI.3.2 Suivi du niveau d’eau dans la retenue et sur l’évacuateur lors des déversements	45
VI.3.3 Réseau de mesure de déplacements	45
VII. Etude de faisabilité des solutions proposées	46
VII.1 Examen de la possibilité de rehaussement du barrage.....	46
VII.1.1 Conditions hydrologiques.....	46
VII.1.2 Conditions topographiques	46
VII.1.3 Conditions géologiques et géotechniques.....	47
VII.1.4 Apports et remplissage du barrage	47
VII.1.5 Caractéristiques de la retenue du barrage	47
VII.3 Evacuateur de crue.....	48
VII.4 Traitement de la fondation proposé.....	52
VII.4.1 Clé d’étanchéité.....	53
VII.4.2 Au niveau de la partie centrale du barrage entre les profils P42+25m à P47	53
VII.4.3 Au niveau des rives	53
VII.4.4 Réalisation du voile d’étanchéité et principes généraux.....	53
VII.4.5 Drainage profond par puits de décharge	54
VII.4.6 Traitement des fondations du déversoir.....	54
VII.4.7 Traitement de l’interface entre remblai et parois de la tranchée amont.....	54
VII.5 Confortement de la digue.....	54
VII.5.1 Principe de la reconstruction	54
VII.5.2 Confortement de la digue existante	55
VII.5.3 Justification du principe du confortement de la digue.....	56
VII.5.4 Matériaux de construction disponibles et leurs caractéristiques.....	57
VII.5.5 Caractéristiques géométriques de la digue	57
VII.5.6 Filtres et drains	59
VII.5.8 Vérification de la stabilité du barrage.....	59
VII.6 Ouvrage de prise et de vidange.....	60
VII.6.1 Remplacement des vannes en place	60
VII.6.2 Réaménagement des bacs amont et aval.....	60
VIII. Recommandations et perspectives	60

IX. Avant métré et coût des travaux.....	61
XI. CONCLUSION GENERALE.....	62
BIBLIOGRAPHIE.....	63

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Situation de la zone d'étude	5
Figure 2: Carte du Bassin versant au site du barrage	14
Figure 3 : Courbes granulométriques des matériaux provenant des quatre zones d'emprunt.....	21
Figure 4 : Limites d'Atterberg des matériaux provenant des quatre zones d'emprunt d'argile.....	21
Figure 5 : Courbe enveloppe des pluies maximales journalières	34
Figure 6 : Evolution du plan d'eau dans la retenue du barrage.....	36
Figure 7: Coupe du déversoir droit modifié	40
Figure 8: Principe de confortement de la digue	42
Figure 9 : Principe du confortement de la digue combiné à un voile d'injection d'étanchéité.....	42
Figure 10 : Principe du confortement de la digue et de sa fondation par une coupure en paroi moulée	43
Figure 11 : Principe du confortement de la digue combiné à une tranchée parafouille amont	43
Figure 12 : Principe du confortement de la digue combiné à un voile d'injection d'étanchéité....	44
Figure 13: Courbes hauteur volume et hauteur surface de la cuvette du barrage	47
Figure 14 : Schéma explicatif du bassin de dissipation	51

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Fiche technique du barrage avant et après reconstruction	x
Tableau 2 : caractéristique de la digue du barrage	9
Tableau 3 : résultat des essais zone d'emprunt des graveleux latéritiques.....	23
Tableau 4 : Résumé des reconnaissances effectuées sur la fondation	24
Tableau 5 : Résultats des calculs de crues de l'APD (BCEOM 1976)	28
Tableau 6 : Pluies caractéristiques annuelles sur la zone du site du barrage (Loi de Gauss)	30
Tableau 7: Pluies rares (maximales) calculées avec leurs Intervalle de confiance.....	30
Tableau 8: Caractéristiques hydrologiques et valeurs des débits.....	32
Tableau 9 : Valeurs caractéristiques des apports en eau	35
Tableau 10: Vitesse de montée des niveaux piézométriques et variation de dh/dH	38
Tableau 11 : Coûts des travaux de confortement	61

FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE LA LOBI AVANT ET APRES RECONSTRUCTION

Tableau 1 : *Fiche technique du barrage avant et après reconstruction*

Désignation	Caractéristiques	
I. Localisation		
Village	Bodiadougou	
Commune	Banfora	
Province	Comoé	
Région	Cascade	
Coordonnées	Longitude : 04°55'16'' Ouest, latitude : 10°46'07'' Nord	
II. Bassin Versant		
Superficie	122.31 Km ²	
Périmètre	52.46 Km	
Débit de la crue centennale	185 m ³ / s	
Apports liquide en année moyenne	7 600 000 m ³	
Apports solides pour la 1 ^{ère} année	751 520 m ³	
III. Retenue	Avant Reconstruction	Après Reconstruction
Cote au PEN	442.8 m	443.3 m
Capacité Normale	4 840 000 m ³	6 270 000 m ³
IV. Digue	Avant Reconstruction	Après Reconstruction
Type	Homogène en terre	Homogène
Cote	444 m	445.09 m
Hauteur maximale	16 m	16.5 m
Largeur en crête	5.6 m	9 m
Pente talus amont	2.8 à 2.5H/1V en partie central et 2H/1V aux	3H/1V
Pente talus aval	2H/1V	3H/1V
Longueur totale	758 m	937 m
Protection talus amont	Perré maçonné en partie central et perré sec aux extrémités	Perré maçonné en partie central et perré sec aux extrémités
Protection talus aval	Perré sec	Perré sec

IV. Evacuateur de Crue		
Désignation	Caractéristiques	
	Avant Reconstruction	Après Reconstruction
Nombre	01	01
Position	latéral	latéral
Cote de calage	442.8 m	443.3 m
Hauteur maximale	1 m	1.5 m
Type	Batardeau + Radier	Déversoir seuil à chute libre
Longueur totale	70 m	75 m
Constitution	Béton et perrés	Béton
Type bassin de dissipation	A ressaut Type II	A ressaut Type II
Longueur bassin	12.40 m	25.75 m
Largeur bassin	70 m	75 m
V. Ouvrage de prise		
Position	Centrale	Centrale
Type de commande	Vanne aval	Vanne aval
Nature de la conduite	Fonte/canal en béton	Fonte/canal en béton
Diamètre de la conduite	700 mm	700 mm
VI. Coût des travaux		
Coût total des travaux		2 486 812 217 CFA TTC

I. INTRODUCTION

La position géographique du Burkina Faso ainsi que son niveau de développement rendent le pays très vulnérable en matière d'eau. Des efforts sont certes consentis par l'Etat à travers la construction de retenues d'eau, mais le problème de la mobilisation des eaux de surface demeure. L'estimation du rapport entre les quantités d'eau utilisable et les besoins du pays établi dans l'« Etat des lieux des ressources en eau du Burkina Faso et de leur cadre de gestion (2001) » montre que le pays se trouve dans un état permanent de stress hydrique.

Depuis les années 2000, le Burkina Faso s'est résolument tourné vers l'intensification et la promotion des activités agro-sylvo-pastorales (pêche, maraîchage, irrigation, élevage) qui génèrent d'importants revenus pour les bénéficiaires et contribuent à lutter efficacement contre la pauvreté en milieu rural. Mais cette volonté se trouve confrontée à la difficile mobilisation des eaux de surface liées à l'insuffisance des barrages et à la dégradation de l'existant.

Certains de ces ouvrages ont connu diverses dégradations ou dégâts au cours de leur fonctionnement ou suite à la mauvaise conception et construction du barrage. C'est le cas du barrage de la LOBI de la commune de Banfora dans la province de la COMOIE.

En effet, s'agissant d'un ouvrage capital pour le développement de la localité (Bodiadougou/Banfora), il urge de prendre des mesures adéquates pour sa réhabilitation en vue de trouver une solution définitive à ces différents désagréments.

Le Ministère de l'Agriculture et de l'Hydraulique (actuel Ministère de l'Eau, de l'Aménagement Hydraulique et de l'Assainissement), à travers l'Agence d'Exécution des Travaux Eaux et Equipement Rural (AGETEER), a initié un projet de réhabilitation des barrages du Burkina dont celui de la LOBI. Il s'agira d'une intervention basée sur une stratégie participative et décentralisée qui vise à améliorer et à assurer la durabilité de la production et des infrastructures au bénéfice des populations rurales pour contribuer au développement du productif du secteur rural tout en préservant l'environnement.

Le présent mémoire dont le thème s'intitule : « **Etude de la réhabilitation du barrage de la LOBI dans la région des Cascades** » retrace l'ensemble des travaux que nous avons mené de mi-Février à début Juin .L'objectif étant d'aboutir à des résultats permettant de réhabiliter efficacement le barrage de la LOBI.

II. CONTEXTE D'ETUDE

II.1. Historique du barrage de la LOBI

Selon la documentation disponible le barrage a été construit en 1976 par l'Entreprise Oumarou KANAZOE au profit de la Société Sucrière de la Comoé. Les études détaillées de réalisation du barrage ont été réalisées par le Bureau d'Etudes BCEOM la même année. Il ressort du dossier d'études du barrage que les choix techniques ont été faits en considérant qu'il s'agit d'un ouvrage provisoire en attendant la construction du grand barrage de Bodadiougou sur le fleuve Comoé.

Suite à la mise en eau du barrage des fuites en partie basse aval de la digue et une amorce de renard sur le talus aval ont été constatées. Ce renard a été obstrué par des sacs de ciment.


Ces désordres constatés sur le barrage ont conduit la Direction des Etudes et de la Planification (DEP) du ministère de l'Eau à l'époque à confier à SOGREAH une mission d'expertise et étude de confortement du barrage en 1989. Il s'agissait en ce moment où les travaux de construction du barrage Comoé était en cours de profiter de la présence de SOGREAH et de l'entreprise BACHY pour réaliser les investigations pour conforter le barrage.

Des travaux d'urgence ont été notifiés par SOGREAH en attendant la réalisation des études de confortement du barrage. Ces travaux consistaient en la pose, sur la partie critique aval du barrage, d'une recharge anti renard avec des moellons latéritiques posés sur une feuille de géotextile. Ces travaux ont été réalisés en juin 1991 par l'Entreprise NFEI – SORAGRI. Le rapport sur la réalisation d'études de confortement du barrage de la Lobi a été déposé par SOGREAH en 1993. Mais les travaux de confortement du barrage n'ont pas été réalisés.

Dans les années 2000 la SOSUCO a entrepris des travaux de protection des talus du barrage. Les dégradations du chenal de l'évacuateur de crue (dans sa partie en aval immédiat) qui avaient été signalées par SOGREAH dans son rapport ont aussi été réhabilitées par la mise en place d'une protection en perré maçonné.

En 2011, le Bureau d'Etude CINTECH a été mandaté par l'AGETEER pour une étude diagnostique du barrage.

II.2. OBJECTIF DE STAGE

 Objectif général

L'objet de ce présent mémoire est de fournir un dossier technique comportant des pièces écrites (mémoire technique justificatif et explicatif, les avant-métrés des ouvrages, évaluation quantitative et estimative des travaux,...) et dessinées (plan de masse, plans et coupes des ouvrages,...) permettant de réaliser les travaux de réhabilitation du barrage de la LOBI (Province de la **COMOE**).

Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques se présentent comme suit :

- Faire l'état des lieux et le diagnostic de l'existant ;
- Proposer des solutions aux différents problèmes identifiés ;
- Proposer une étude de faisabilité aux solutions ;

II.3. Présentation de la zone d'étude

II.3.1. Localisation du barrage

Le barrage de la Lobi est situé dans le village de Bodadiougou, commune de Banfora, province de la Comoé dans la région du Cascades. Il est situé à l'Est à environ 3.00 km en aval du barrage de la Comoé. L'accès au site du barrage peut se faire par une piste rurale carrossable. Le site est accessible en toute saison.

Les coordonnées géographiques du site prises au GPS donnent :

- Longitude : 04°55'16'' Ouest
- latitude : 10°46'07'' Nord.

II.3.2. Caractéristiques physiques et naturelles :

climat et pluviométrie :

La province de la Comoé jouit d'un climat de type Sud-soudanien, caractérisé par deux grandes saisons : une saison humide d'avril à octobre et une saison sèche de novembre à mars. A l'intérieur de ces deux grandes saisons, il existe de petites variations climatiques qui sont :

- une période fraîche Décembre à Février ;
- une période chaude Mars à Mai ;
- une petite période fraîche Juin à Septembre ;
- une petite période chaude Septembre à Novembre.

Les températures moyennes annuelles sont comprises entre 17°C et 36°C, soit une amplitude thermique de 19°C. Située entre les isohyètes 1000 et 1200 mm, la province de la Comoé est relativement bien arrosée par les pluies.

✚ Relief et sols

✚ Le relief

Deux unités topographiques sont présentes dans la province, à savoir les plateaux et les plaines.

Les Plateaux

Leur altitude moyenne est de 450 m et l'ensemble est légèrement incliné vers le sud. Ils sont généralement entaillés par les principaux cours d'eau qui y dégagent des vallées en forme de berceau ou de "U ". Ils sont généralement constitués de matériaux sédimentaires, parfois consolidés. L'érosion provoque le démantèlement de ces plateaux qui laissent apparaître parfois des formes en escalier ou des reliefs ruiniformes.

✚ Les Plaines

Elles sont vastes et parcourues par d'importants cours d'eau qui provoquent des inondations au cours de l'hivernage à certains endroits. Le contact entre les plaines et les plateaux se fait, soit à travers une rupture de pente brutale (escarpement), soit à travers un glacis à pente douce et faible.

✚ Les sols

On rencontre cinq grandes catégories de sols dans la province, classées selon les critères de profondeur et de position physiographique : La catégorie 1, correspond aux sols gravillonnages. Cette catégorie est très importante dans les départements de Niangoloko, Moussodougou, et Tiefora. Ces sols sont inaptes aux cultures pluviales et à la sylviculture.

La catégorie 2 renferme les sols argilo-limoneux. Elle correspond à des terres marginalement ou moyennement aptes aux cultures pluviales. Ces sols sont présentent dans les départements de Tiefora et de Niangoloko.

La catégorie 3. est constituée des sols sableux à argilo-sableux. Ils couvrent la majeure partie du territoire provincial. Ces sols sont aptes aux cultures pluviales.

La catégorie 4. est constitué de sols d'hydromorphes. Elle se situe dans les zones longeant le cours d'eau.

✚ Végétation

La combinaison d'une bonne pluviométrie et des sols d'assez bonnes qualités offre des conditions favorables à réclusion d'un couvert végétal consistant avec des espèces ligneuses diverses, caractéristiques du domaine Sud -soudanien. On rencontre plusieurs types de formations végétales:

La savane boisée : elle couvre la plupart des plaines, surtout à l'est, au centre et au sud-ouest.

La savane arborée : elle se situe dans la partie Nord, Nord-Ouest et sur les plateaux gréseux. Elle renferme presque les mêmes espèces citées plus haut seulement la strate varie entre 5 et 12 m.

La forêt claire : la forêt claire est présente au sud de la province, notamment dans les départements de Niangoloko et de Mangodara. On en rencontre aussi au Nord-Est. Le strate se situe entre 15 et 20 m.

La forêt galerie : Elle s'étend le long des principaux cours d'eau qui parcourent la province et présente une strate de 20 à 30 m de haut.

Le Tapis graminéen : Il est dense et sa taille varie entre 10 cm à 3 m de haut. Les espèces graminéennes sont très variées.

A ces différentes espèces, viennent s'ajouter les peuplements de rôniers et les différents vergers de manguiers, d'anacardiens et d'agrumes, plantés et entretenus par les paysans.

Hydrographie

La majeure partie de la province de la Comoé est située dans le bassin du fleuve Comoé qui couvre près de 16 810 km². A ce dernier, s'ajoute le bassin de la Léraba qui présente une importance moindre. Ainsi, nous avons deux fleuves importants (la Comoé et la Léraba) qui coulent de manière permanente toute l'année.

La Comoé : C'est un cours d'eau très important et permanent sur lequel plusieurs barrages ont été édifiés. Il prend sa source dans les départements de Bérégadougou, Banfora, Tiéfora et coule vers le sud où il rencontre la Léraba avec lequel il forme une frontière naturelle entre la province et la République de Côte d'Ivoire. Ses principaux affluents sont : Lakoba et Pa.

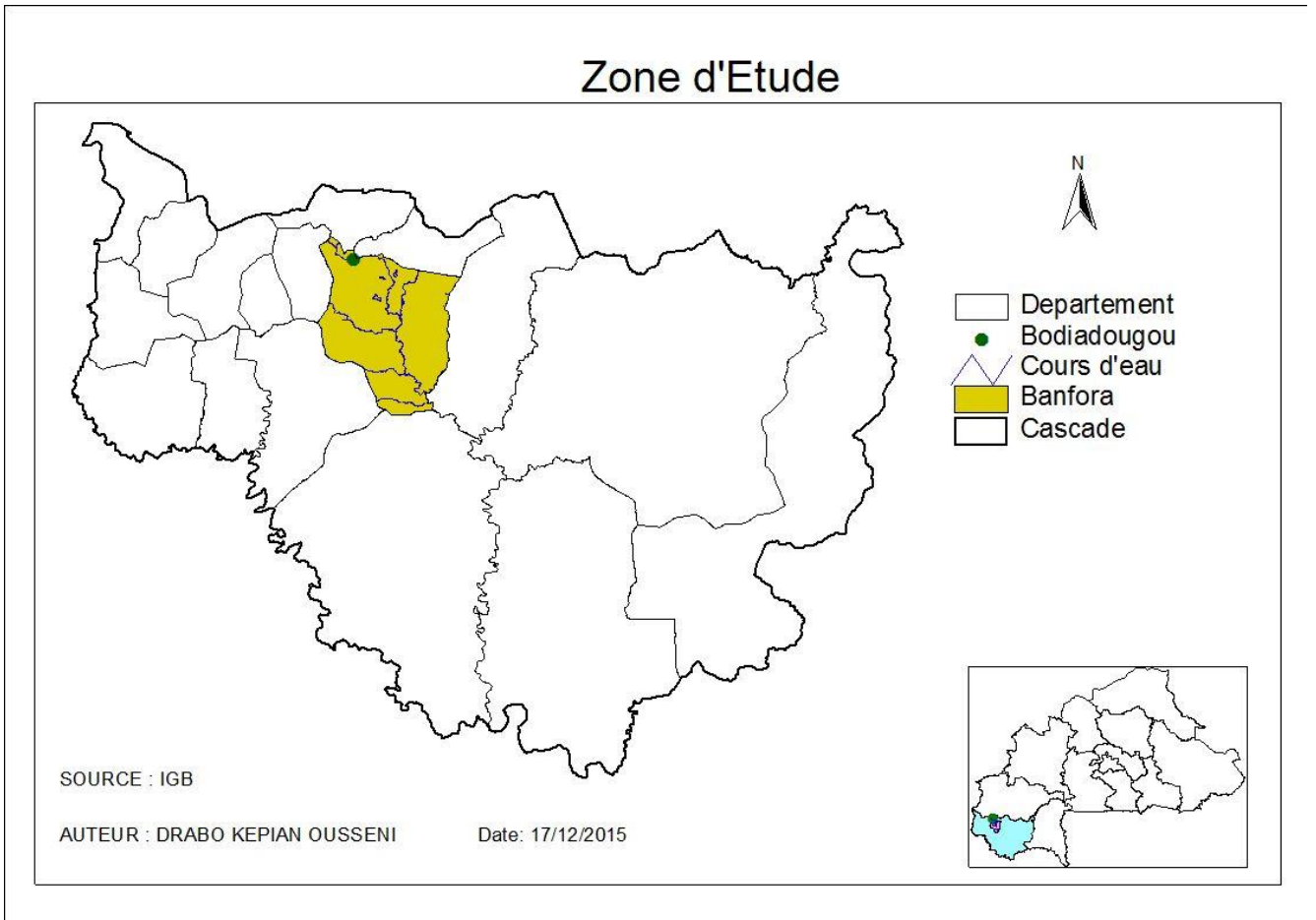
La Léraba : C'est également un cours d'eau permanent, constitué de deux branches essentielles :

la Léraba orientale et la Léraba occidentale. La première prend sa source dans le département de Samogohiri au sud de la province du Kéné Dougou. Les deux branches se rejoignent dans le département de Niangoloko pour encore délimiter la frontière Ivoir - Burkinabé.

Source : Monographie de la province de la Comoé

CARTE DE SITUATION DE LA ZONE (SIG)

Figure 1: Situation de la zone d'étude



III. MATERIEL ET METHODE

Pour mieux répondre aux exigences de travail scientifique et avoir des éléments de réponses fiables des termes de référence (TDR) définis, nous avons adopté dans notre étude une démarche méthodologique s'établissant en trois étapes, comme suit :

- ✚ L'inspection sur le site ;
- ✚ la recherche documentaire ;
- ✚ Les investigations ;
- ✚ Le traitement des données ;
- ✚ L'identification des principaux problèmes ;
- ✚ La proposition des solutions ;
- ✚ L'étude de faisabilité des solutions proposées.

III.1. la collecte des données

III.1.1 Recherche documentaire

Dans le cadre de notre étude plusieurs documents ont été consultés. Les documents consultés sont tous liés à au moins un des domaines suivants :

- ✚ Les études antérieures effectuées sur le barrage pour sa construction en 1976 et sa première réhabilitation en 1994 ;
- ✚ Les études hydrologique et hydraulique pour le dimensionnement des barrages ;
- ✚ Les études géotechniques des barrages ;
- ✚ Le dimensionnement hydraulique et mécanique des évacuateurs de crue ;
- ✚ L'entretien et la gestion des barrages.

III.1.2. Inspection du site d'étude :

Dans le cadre de notre étude, une inspection a été réalisée et elle a consisté à faire :

- ✚ une reconnaissance du site d'étude ; et
- ✚ un constat de l'état des ouvrages et de leurs dégradations ;

III.1.3. Investigation réalisées dans le cadre de l'étude :

A la suite de l'inspection, des investigations ont été effectuées et elles ont consisté à :

- ✚ effectuer des études cartographiques ;
- ✚ effectuer des études topographiques ;

- ✚ effectuer des études géotechniques ;
- ✚ effectuer des études hydrologiques et hydrauliques du barrage.

III.1.3.1 Etude cartographique :

Les études cartographiques ont été réalisées pour la vérification du bassin versant du cours d'eau au site du barrage de la LOBI et de ses caractéristiques physiques ainsi que l'occupation actuelle du bassin. Les études ont été faites à partir d'une photo restitution au 1/150000^e complétée par l'imagerie satellite.

Les caractéristiques du Bassin Versant obtenues à partir d'images satellites avec une résolution de 5m. Les courbes de niveau proviennent de la BNDT (Base Nationale des Données Topographiques). L'échelle des cartes utilisées est le 100 000^{ème}.

III.1.3.2 Etude topographique :

Les études topographiques ont porté sur :

- le rattachement du site du barrage au nivellement général du territoire :
qui a été fait à partir du barrage de la Comoé qui est déjà dans le référentiel national.
- le levé d'état des lieux du barrage et des ouvrages annexes,
- le levé détaillé des désordres et des dégradations de l'ouvrage :

Pour les levés de détail, une vingtaine de profils en travers du site a été réalisé ainsi qu'un levé du déversoir et du terrain naturel en amont et en aval du barrage. Ce qui a permis d'établir une vue en plan du barrage, les profils en travers avec les détails sur les désordres.

III.1.3.3 Etude géotechnique :

Dans le cadre de l'étude du barrage de la Lobi, le laboratoire de BECOHA a procédé à :

- ✚ l'identification des sols de fondation de la digue, du déversoir et du chenal de restitution ;
- ✚ la recherche des zones d'emprunt d'argile pour la construction du masque amont, des zones d'emprunt de grave argile latéritique pour la construction de la recharge aval et le sable pour la mise en œuvre du filtre granulaire et du béton hydraulique.

III.2. le traitement des données

Elle a consisté dans un premier temps à faire une synthèse des études de base et des études antérieures faites sur la zone d'étude. Il s'agit des études topographiques, des études géotechniques et des études hydrologiques ; et dans un second temps à traiter les données ainsi obtenues dans un esprit critique et à proposer des éléments de réponses convaincantes du TDR. Ce traitement de données s'est fait en utilisant les outils comme, COVADIS, AUTOCAD, GLOBAL MAPPER, ARCVIEW, GOOGLE EARTH pour l'élaboration des plans et des cartes ; et enfin les outils WORD et EXCEL pour le calcul et la rédaction du rapport.

RESULTATS ET DISCUSSIONS

IV. Synthèse de l'inspection

IV.1. Description du barrage

La capacité du barrage de la Lobi est de 4.8 millions m³ avec hauteur maximale de 16.0m sur terrain naturel.

La digue est implantée suivant un axe rectiligne. Sa longueur est de 758.00 m avec une côte de couronnement autour de 444.17. Sa largeur en crête moyenne est de 5.60m.

Le fruit des talus amont et aval est en moyenne de 2.8/1 en aval et 2.8/1 en amont en partie centrale. Le levé réalisé a permis de préciser la géométrie effective des profils de la digue.

Le couronnement comporte des murets de crête aval et amont sur les deux (02) rives.

On ignore les dispositions internes notamment au niveau de la clef d'ancrage et du tapis drainant aval.

Le barrage comporte un évacuateur des crues hors digue. Il est situé en position latérale en rive droite et est constitué d'un mur déversant. Sa longueur est de 70.0 m. Ce déversoir est équipé d'un bassin de dissipation à ressaut du type USBR de 5 m de longueur, suivi d'un chenal terrassé dans le versant et qui restitue les eaux dans le lit normal de la rivière.

IV.2. Constats dégagés lors de la visite d'inspection

Dans le cadre de la réalisation de cette présente étude, une mission a été réalisée sur le site du barrage en vue de procéder à une inspection générale de celui-ci et de ses ouvrages annexes. Suite à l'inspection du barrage les principaux constats ont été faits :

IV.2.1. Au niveau de la digue du barrage :

La digue est une digue homogène d'après les dossiers d'étude pour la construction du barrage en 1976 et sa réhabilitation en 1991. Ses caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 2 : caractéristique de la digue du barrage

Longueur en crête	758 m
Largeur en crête	La largeur en crête de la digue aux extrémités des deux murets varie de 5,40m à 5,90m avec une moyenne de 5,6m. A l'intérieur des deux murets de 4,40m à 3,95m avec une moyenne de 4,24m
Côte de la crête	444.17 m

Hauteur maximale par rapport au terrain naturel	16.0 m
Pente du talus aval	2,5H/1V raidi en crête dans la partie centrale et 2H/1V aux extrémités
Pente du talus amont	2,5H/1V raidi en crête dans la partie centrale et 2H/1V aux extrémités
Protection talus amont	Perré maçonné sur la partie supérieur et perré sec sur la partie inférieur
Protection talus aval	Couche de gravier latéritique
Protection de la crête	Revêtement latéritique
Muret de crête amont et aval	En maçonnerie de moellon

Synthèse des dégradations sur la digue du barrage :

- présence d'herbes sur le perré sec,
- présence de quelques arbustes sur le talus à la pente raide,
- désorganisation des moellons par endroit dans la zone de transition des deux pentes,
- irrégularité des plans des deux pentes (les plans sont ondulés),
- présence en rive gauche d'herbes rampantes au pied du talus. Ces herbes se propagent sur le talus ;
- présence de quelques zones de dépression, de trous de rat, et désorganisation par endroit des murets sur la crête ;
- absence de fossé de pied aval pour l'évacuation des eaux de ruissellement.

IV.2.2. L'Ouvrage de prise

L'ouvrage de prise est constitué d'une conduite en fonte ductile Pont-à-Mousson de diamètre 700mm qui traverse la digue. A l'aval deux vannes en fonte DN450 sont connectées à la conduite : la première vanne qui sert à vidanger la cuvette en cas d'avarie survenant au barrage est utilisée pour lâcher l'eau dans la rivière pour les besoins de la SN/SOSUCO. L'eau est canalisée vers le lit mineur de la Lobi par un canal de 2m de largeur au plafond. La seconde vanne initialement utilisée pour canaliser vers trois bassins de pisciculture situés à une centaine de mètre de la prise, sert à provisionner en eau les populations en aval du barrage.

Les dégradations de l'ouvrage de prise sont les suivantes :

- les vannes ne sont pas étanches ;

- la passerelle métallique d'accès à la prise est totalement détériorée et recouverte de rouille. Cette passerelle métallique est ancrée sur le talus amont de la digue.

IV.2.3 L'Évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est un seuil naturel situé sur le flanc de la vallée, en rive droite. Il mesure 70,00 m de longueur. Un batardeau d'une hauteur de un mètre (1 m) a été réalisé sur le déversoir. Le batardeau est constitué de deux profilés métalliques en U qui ont été soudés l'un contre l'autre pour donner un profilé en forme de H. L'espacement entre les profilés métalliques varie de 2,0m à 2,10m. Ce qui donne au total 36 unités où des bastings ont été placés. En 2001, Un mur en parpaing creux de 20 a été construit par la suite en amont de ce batardeau sur toute la longueur du déversoir.

Lors de l'inspection, les constats de dégradation étaient les suivants :

- La dégradation des bastings ;
- la présence de fissures sur le mur qui est inexistant par endroit. En effet, le mur est cassé au point de jonction entre le déversoir et la colline côté gauche ; cette dégradation du mur a entraîné une détérioration du bassin de dissipation dans cette zone.

En rive droite, il existe un mur bajoyer d'une longueur totale de 18,90m dont 6,0m en amont et 12,9m en aval longeant le bassin de dissipation. L'épaisseur de ce mur est de 60,0cm. Il n'existe pas de mur bajoyer en rive gauche mais un prolongement de la ligne du batardeau dans la colline par un mur d'une longueur de 4,80m et d'une épaisseur de 33,0cm.

IV.2.4. Le bassin de dissipation

La longueur mesurée du bassin de dissipation est de 12,40m. Ce bassin de dissipation qui a été réalisé en perré maçonné se termine par deux rangées de blocs chicanes en béton. Au niveau des blocs chicanes le bassin de dissipation a une largeur de 63,85m contre 71,50m au niveau du batardeau. Les blocs chicanes sont disposés en quinconce et ont une hauteur de 35cm et une surface carrée dont la longueur du côté varie entre 36 et 38 cm.

Les dégradations du bassin de dissipation sont par endroit : une première zone au pied du batardeau en rive gauche ; une deuxième zone au pied du batardeau à 18,60m de la rive gauche et une troisième zone au droit des blocs chicane à 21,50m de la rive gauche. Les dimensions de la première zone sont 2,50m sur 3,00m ; celles de la deuxième zone sont 5,75 m sur 2,70m et celles de la troisième zone sont 2,40m sur 0,5m. Les longueurs de ces dégradations sont parallèles au batardeau.

Il a été constaté aussi le déplacement de 11 blocs chicane dont 7 sur la ligne amont et 4 sur la ligne aval. La zone où les blocs chicane sont dégradés est située à 6,40m de la rive gauche.

IV.2.5. Le Chenal d'évacuation

Tout juste à l'aval des blocs chicanes se situe une zone d'une largeur de 16,70m où se développent une végétation herbacée et des arbres. Après cette zone suit le chenal d'évacuation qui est protégé avec du perré maçonné. Ce perré maçonné est en bon état, mais il existe cependant quelques dégradations du mortier dans la zone où la piste traverse le chenal et quelques fissures localisées. Dans le sens amont aval le chenal mesure 48,8m ; mais dans le sens rive-rive les dimensions du chenal sont 43,83m ; 30,70m et 32,23m respectivement en amont, au centre et à l'aval. Cette partie maçonnée du chenal est suivie d'un bassin de récupération. Après ce bassin, le chenal a été calibré sur une cuirasse latéritique très compacte pour rejoindre la Lobi.

IV.2.6. Le Dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation du barrage de la Lobi comprend les équipements suivants :

- Le niveau amont est mesuré à l'aide d'une série d'échelles limnimétriques implantées sur le talus amont, dont deux sur le talus amont, et une en partie supérieur illisible et une autre en partie inférieur présentant un point de soudure n'assurant pas de continuité dans la lecture ;
- Le niveau aval ne possède pas d'échelle de mesure ;
- Le suivi des pressions dans la fondation et dans la digue est assuré par 16 piézomètres dont 7 réalisés à partir de la crête de la digue et 9 sur le talus et le pied aval. l'inspection a permis de constater le mauvais état de certains piézomètres ;
- les mesures des fuites à l'aval du barrage sont assurées par deux déversoirs de forme triangulaire implantés respectivement en rive gauche et en rive droite à l'approche de la rivière ;
- le suivi des données météorologiques autour du barrage est assuré par un **pluviomètre** à lecture directe installé par la SN/SOSUCO au niveau de la base vie à l'aval du barrage.

V. Synthèse des investigations réalisées

V. 1 synthèse des investigations cartographiques

Les études cartographiques ont été réalisées pour la vérification du bassin versant du cours d'eau au site du barrage de la LOBI et de ses caractéristiques physiques ainsi que l'occupation actuelle du bassin. Les études ont été faites à partir d'une photo restitution au 1/150000^e complétée par l'imagerie satellite.

Les caractéristiques du Bassin Versant obtenues à partir d'images satellites avec une résolution de 5m. Les courbes de niveau proviennent de la BNDT (Base Nationale des Données Topographiques). L'échelle des cartes utilisées est le 100 000^eme

La carte qui a été élaborée est présentée sur la figure ci-après :

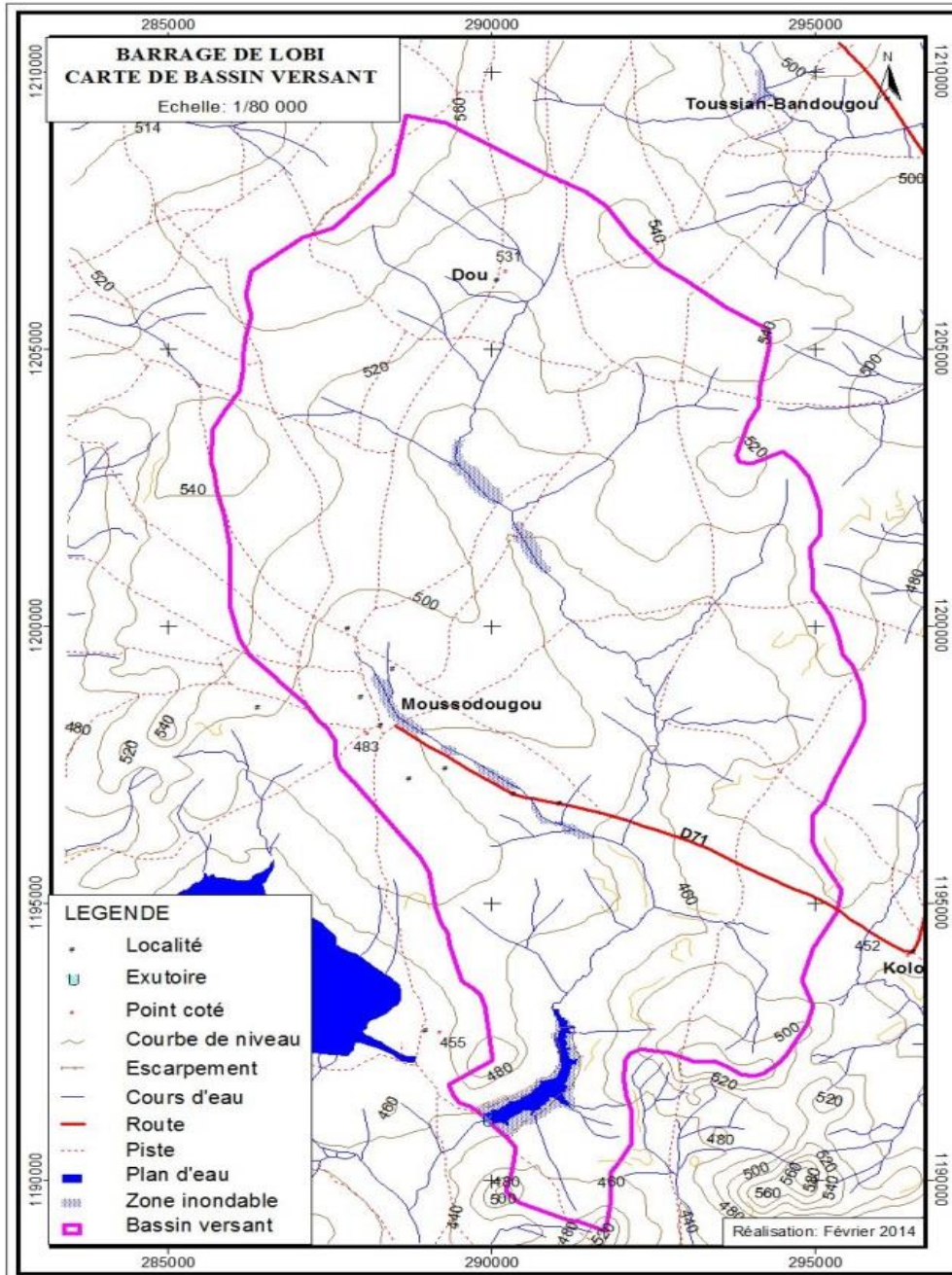


Figure 2: Carte du Bassin versant au site du barrage

Le grand plan d'eau correspond au barrage COMOE à Moussodougou distant du barrage de la Lobi de 3.00 km environs.

Avec une dénivelée spécifique (Ds) de 67.3 m compris entre 50 et 100 m, le relief peut être classé dans la classe de relief modéré.

Le tableau ci-dessous présente les nouvelles caractéristiques du Bassin Versant :

Tableau 3 : Caractéristiques du bassin versant

PARAMETRES DU BASSIN VERSANT	
Surface (km²)	122.31
Périmètre (km)	52.46
Longueur du rectangle équivalent L (km) =	15.17
Indice global de pente	
H ₁ (5%) =	524.23
H ₂ (95%) =	449.87
I g(m/km) =	4.90
Indice global de pente corrigée	
Igcorr(m/km) = [(n-1)*Ig+It]/n ici n=3 car 5km<Leq<25km	7.03
(It-Ig)*100/It (si<20% Ig ret=Ig; si>20% Ig ret=Igcorr)	56.59
Longueur cours d'eau principal (km)	21.07
Longueur des cours d'eau secondaires (km)	50.99
Différence d'altitude le long du cours d'eau Δh	105.00
Pente moyenne	
h1 =	420.00
h2=	315.00
P =	4.98
Pente transversale (m/km)	11.29
Indice de compacité	1.34
Densité de drainage (m/km) Dd =	0.59
Dénivelée spécifique (m)	54.2

V.2 synthèse des études topographiques

Les études topographiques ont porté sur :

- le rattachement du site du barrage au nivellement général du territoire,
- le levé d'état des lieux du barrage et des ouvrages annexes,
- le levé détaillé des désordres et des dégradations de l'ouvrage.

Le rattachement a été fait à partir du barrage de la Comoé qui est déjà dans le référentiel national.

Le levé a permis d'établir une vue en plan du barrage, les profils en travers avec les détails sur les désordres et les courbes hauteur-volume et hauteur-surface. (cf. Annexe)

Le tableau suivant donne les coordonnées et les altitudes de quelques bornes qui ont été exploitées.

Tableau 4 : Coordonnées générales du site du barrage de la Lobi

LOCALISATION	DENOMINATION	X (m)	Y (m)	Z (m)
Extrémité rive gauche (axe du barrage)	P1 (cintech)	290 329.47	1 190 699.96	444.17
Colline en rive droite	B1	289 687.83	1 191 333.58	452.39

V.3 Synthèse des études géotechniques

Dans le cadre de l'étude du barrage de la Lobi, le laboratoire de BECOHA a procédé à l'identification des sols de fondation de la digue, du déversoir et du chenal de restitution. Il a recherché des zones d'emprunt d'argile pour la construction du masque amont, des zones d'emprunt de grave argile latéritique pour la construction de la recharge aval et le sable pour la mise en œuvre du filtre granulaire et du béton hydraulique. L'analyse des résultats des différents essais qui ont été réalisés sur chaque type de matériau est relatée ci-dessous.

V.3.1 Nature des matériaux de fondation de la digue

Identification des matériaux de fondation de la digue

Dans la cuvette du barrage, tout juste au pied amont de la digue, le laboratoire BECOHA a réalisé cinq puits à ciel ouvert de la rive gauche à la rive droite. Les trois premiers sondages réalisés en rive gauche, tandis que les deux derniers réalisés en rive droite. La présence d'eau dans le lit mineur n'a pas permis la réalisation de sondages dans cette zone.

Sur toutes les profondeurs creusées qui varient de 0,3 à 2,5m, l'équipe BECOHA a rencontré de la cuirasse latéritique dure à creuser à la pioche au point qu'aucun échantillonnage n'a pu être fait pour des essais d'identification en laboratoire.

En réalisant ces cinq puits à ciel ouvert implantés au pied amont de la digue l'équipe BECOHA n'a pas constaté des venues d'eau. Par contre, une grande quantité d'eau a été constatée dans le lit mineur. A la date du mercredi 20 mai 2015, le niveau d'eau dans le lac avait une hauteur de 68 cm.

V.3.2 Nature des matériaux de fondation du déversoir

Identification des matériaux de fondation du déversoir

Le long de l'axe du déversoir, juste au pied amont du mur en béton, le laboratoire BECOHA a réalisé deux puits à ciel ouvert d'une profondeur de deux (2,0) m chacune. Ces puits sont référenciés de la Rive Gauche vers la Rive Droite. Deux types de matériaux y ont été

rencontrés. Sous la terre végétale d'une épaisseur moyenne de 30 cm se trouve de la grave argile latéritique ayant une puissance métrique et qui repose sur de l'argile latéritique saprolitique dont l'épaisseur totale n'est pas connue.

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des caractéristiques physiques de l'argile latéritique située sous la grave argile latéritique : (*courbe granulométrique et atterberg Cf. annexe*)

Tableau 5 : Récapitulatif des caractéristiques physiques identifiées des matériaux de l'argile latéritique

Gravier	Entre 0.5 et 2%
Passant tamis de 0.080 mm	Entre 81.5 et 86%
Limite de liquidité	Entre 57.2 et 60.2%
Indice de plasticité	Entre 14 et 22%
Angle de frottement UU	Entre 28.5 et 30.5°
Cohésion UU	Entre 15.89 et 20.58 KN/m ²
Angle de frottement CD	Entre 30 et 32.5°
Cohésion CD	Entre 5.66 et 17.43 KN/m ²
Densité sèche à l'OPN	Entre 1.39 et 1.51 t/m ³
Teneur en eau à l'OPN	Entre 19.8 et 22.5%
Poids spécifique	Entre 2.825 et 2.835 g/cm ³
Taux de compacité	95%
Classification USCS	Limon très plastique (Lt)

Les deux puits à ciel ouvert ont été creusés jusqu'à 2,00 m de profondeur sans constat de venues d'eau.

V.3.3 Nature des matériaux de fondation du chenal de restitution

Identification des matériaux de fondation du chenal de restitution

Le long du chenal de l'évacuateur de crue, l'équipe a réalisé cinq puits à ciel ouvert d'une profondeur de 1.5 m dans le sens amont aval du chenal. Les matériaux des trois premiers puits sont des argiles latéritiques, tandis les matériaux des deux derniers puits sont constitués de cuirasse latéritique très dure à creuser à la pioche.

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des caractéristiques physiques des argiles latéritiques provenant des trois premiers puits de sondage.

Tableau 7: Récapitulatif des caractéristiques physiques des matériaux de la fondation au niveau du chenal

Graviers	Entre 1 et 25%
Passant au tamis 0.080 mm	Entre 58.5 et 84%
Limite de liquidité	Entre 52.2 et 60.9%

Indice de plasticité	Entre 15.3 et 18.5%
Classification USCS correspondant	Limon très plastique (Lt)

Les cinq puits à ciel ouvert ont été creusés jusqu'à 1,5m de profondeur sans constat de venues d'eau.

V.3.4 Zones d'emprunt d'argile identifiées

Identification des matériaux des zones d'emprunts d'argile

L'équipe BECOHA a identifié au total quatre zones d'emprunt d'argile pour la construction du masque amont de la digue. Il s'agit notamment de :

- une première zone d'emprunt (Zone N°1) située dans la cuvette à environ 60 m du déversoir en Rive Droite,
- une deuxième zone d'emprunt (Zone N°2) située à l'aval du barrage de la Comoé en Rive Droite sur le flanc d'une colline au voisinage des logements du camp de l'Entreprise SGTM réalisant les travaux de réhabilitation et de confortement du barrage de la Comoé,
- une troisième zone d'emprunt (Zone N°3) située à environ 6,0Km du site du barrage de la Lobi en allant à BODIADOUGOU et
- une quatrième zone d'emprunt (Zone N°4) située à environ 6,20 Km du site du barrage de la Lobi en allant à BODIADOUGOU.

Dans chaque zone d'emprunt, l'équipe de BECOHA a réalisé des puits à ciel ouvert dans lesquels des échantillons de matériaux ont été prélevés pour des essais en laboratoire. Le laboratoire a donc creusé dans la :

- zone N°1, dix puits ayant une profondeur qui varie entre 1,0 et 2,5 m,
- zone N°2, six puits ayant une profondeur moyenne de 2,0 m,
- zone N°3, deux puits ayant une profondeur de 2,0m et dans la
- zone N°4, deux puits ayant une profondeur de 2,0 m.

Les quatre tableaux ci-dessous présentent les synthèses des caractéristiques physiques des matériaux provenant des puits à ciel ouvert réalisés dans les quatre zones d'emprunts d'argile :

Tableau 8: Récapitulatif des caractéristiques physiques des matériaux provenant de la zone d'emprunt d'argile N°1

Graviers	Entre 1 et 22.5%
Passant au tamis 0.080 mm	Entre 49 et 87%
Limite de liquidité	Entre 54.6 et 62.7%
Indice de plasticité	Entre 17.9 et 25.8%
Densité sèche à l'OPN	Entre 1,49 et 1,555 T/m ³

Teneur en eau à l'OPN	Entre 14.7 et 28.1%
Angle de frottement UU	Entre 29.5 et 32.5°
Cohésion UU	Entre 47.41 et 56.08 KN/m ²
Angle de frottement CD	Entre 32.5 et 35.5°
Cohésion CD	Entre 33.97 et 42.05 KN/m ²
Perméabilité cm/s	Entre 3.8 et 5.9*10 ⁻⁸ cm/s
Taux de compacité	100%
Poids spécifique	Entre 2.75 et 2.92 g/cm ³
Classification USCS correspondant	Limon très plastique (Lt)

L'identification de ce matériau de la zone d'emprunt d'argile N°1 par la classification USCS, montre qu'il s'agit de limon très plastique

Tableau 9 : Récapitulatif des caractéristiques physiques des matériaux provenant de la zone d'emprunt d'argile N°2

Graviers	Entre 8,5% et 40,5%
Passant au tamis 0.080 mm	Entre 30,5% et 74%
Limite de liquidité	Entre 34% et 55%
Indice de plasticité	Entre 14% et 22%
Densité sèche à l'OPN	Entre 1,595 et 1,645 T/m ³
Teneur en eau à l'OPN	Entre 21.2 et 23.5%
Angle de frottement UU	34°
Cohésion UU	42.93 KN/m ²
Angle de frottement CD	35°
Cohésion CD	43.23 KN/m ²
Perméabilité cm/s	8.7*10 ⁻⁸ cm/s
Taux de compacité	95%
Poids spécifique	Entre 2.85 et 2.86 g/cm ³
Taux de dispersion	Entre 0 et 4%
Classification USCS correspondant	Limon très plastique (Lt)

L'identification du matériau de la zone d'emprunt d'argile N°2 par la classification USCS, montre qu'il s'agit de limon très plastique.

Ces tableaux montrent que les matériaux des zones d'emprunt 1 et 2 sont cohésifs et frottant et ont une densité sèche à l'Optimum Proctor Normal supérieure à 1,5 T/m³.

ces matériaux, compactés à un taux de compacité supérieur à 95% de l'Optimum Proctor Normal, ont un coefficient de perméabilité de l'ordre de 10⁻⁸ cm/s.

Tableau 10 : Récapitulatif des caractéristiques physiques des matériaux provenant de la zone d'emprunt d'argile N°3

Graviers	Entre 7% et 15,5%
Passant au tamis 0.080 mm	Entre 52,5% et 61,5%
Limite de liquidité	Entre 40% et 40,7%
Indice de plasticité	Entre 13,9% et 14,9%
Densité sèche à l'OPN	1,77 T/m ³
Teneur en eau à l'OPN	16.8%
Poids spécifique	2.71 g/cm ³
Taux de dispersion	11,6%
Classification USCS correspondant	argile moyennement plastique (Ap)

L'identification de ce matériau de la zone d'emprunt d'argile N°3 par la classification USCS, montre qu'il s'agit d'une argile moyennement plastique.

Tableau 11 : Récapitulatif des caractéristiques physiques des matériaux provenant de la zone d'emprunt d'argile N°4

Graviers	1%
Passant au tamis 0.080 mm	Entre 48% et 61%
Limite de liquidité	Entre 40% et 40,7%
Indice de plasticité	Entre 13,9% et 14,9%
Densité sèche à l'OPN	1,755 T/m ³
Teneur en eau à l'OPN	15.4%
Poids spécifique	2.64 g/cm ³
Taux de dispersion	11,7%
Classification USCS correspondant	Sable argileux et argile moyennement plastique (SA et Ap)

L'identification de ce matériau de la zone d'emprunt d'argile N°4 par la classification USCS, montre qu'il s'agit d'un mélange d'argile moyennement plastique et de sable argileux.

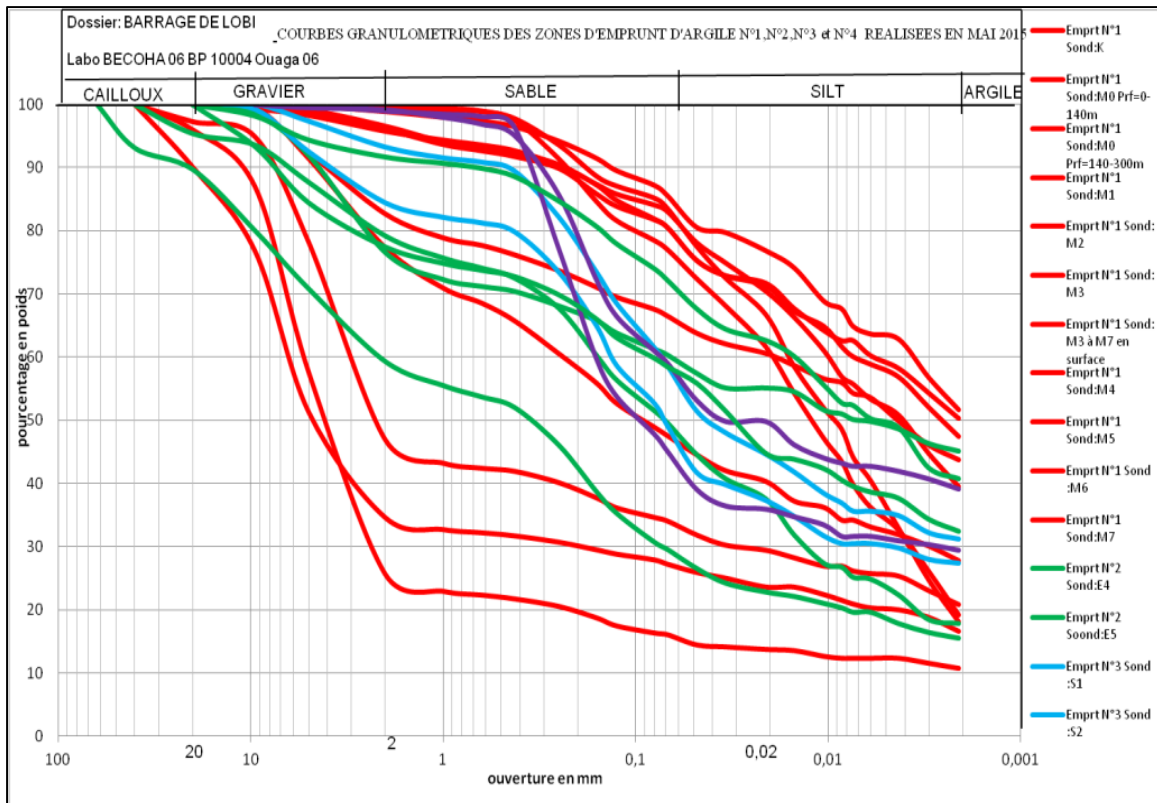


Figure 3 : Courbes granulométriques des matériaux provenant des quatre zones d'emprunt

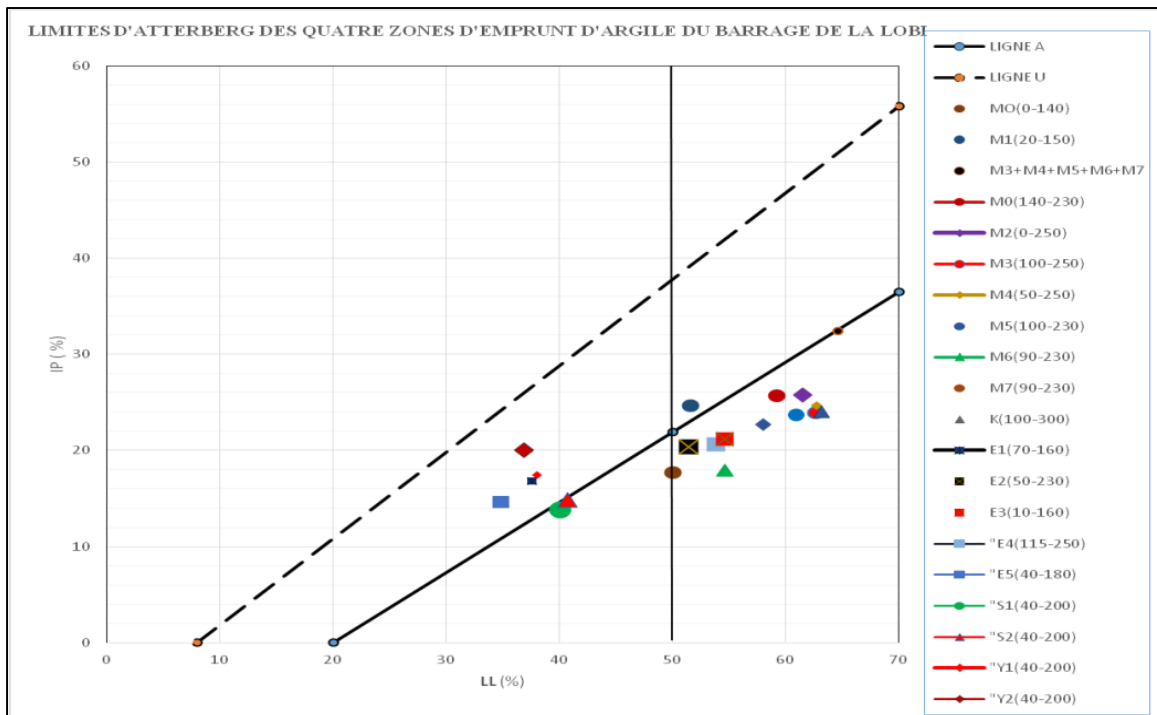


Figure 4 : Limites d'Atterberg des matériaux provenant des quatre zones d'emprunt d'argile

- Conclusions et recommandations

En conclusion, les matériaux des zones d'emprunt N°1 et 2 sont des limons très plastiques (Lt). Tandis que les matériaux provenant des zones d'emprunt N°3 et 4 sont des argiles moyennement plastiques (Ap). Tous ces matériaux sont convenables pour un remblai argileux étanche. Mais il est recommandé de compacter les matériaux des zones d'emprunt 1 et 2 à un taux de compactage supérieur à 95% de l'Optimum Proctor Normal pour une teneur en eau variant entre -2 et +1 de la teneur en eau Optimale pour les matériaux provenant de la zone d'emprunt 1 et entre -2 et +2 de la teneur en eau Optimale pour les matériaux provenant de la zone d'emprunt 2. Les matériaux des zones d'emprunts 3 et 4 dont les caractéristiques sont semblables à celles de la zone 2 seront compactés en respectant les spécifications de mise en œuvre desdits matériaux.

Etant donné que 40 000m³ de matériaux sont disponibles dans la zone d'emprunt 1 située dans la cuvette à environ 60 m du déversoir en Rive droite, ces matériaux seront exploités en première position jusqu'à expiration avant de se mobiliser sur les autres zones d'emprunt.

V.3.5 Zones d'emprunt de graveleux latéritique

Identification des matériaux des zones d'emprunt de graveleux latéritique

L'équipe BECOHA a identifié deux zones d'emprunt de graveleux latéritiques pour la construction de la recharge aval de la digue. Il s'agit notamment de :

- une première zone d'emprunt située dans la cuvette du barrage de la Lobi et dans un champ d'anacardes à environ 400 m de la digue en Rive Gauche ;
- une deuxième zone d'emprunt située à l'aval du barrage de la Lobi en Rive Gauche à environ 620 m de la digue.

Dans chaque zone d'emprunt, l'équipe de BECOHA a réalisé des puits à ciel ouvert dans lesquels des échantillons de matériaux ont été prélevés pour des essais en laboratoire. Le laboratoire a donc creusé dans la :

- zone N°1, six puits ayant une profondeur qui varie entre 0,3 et 0,9 m,
- zone N°2, trois puits ayant une profondeur qui varie entre 0,5 et 0,8 m.

Le tableau ci-dessous présente les synthèses des caractéristiques physiques des matériaux provenant des puits à ciel ouvert réalisés dans les deux zones d'emprunts de Gravier Argile latéritique :

Tableau 3 : résultat des essais zone d'emprunt des graveleux latéritiques

	Zone Emprunt 1	Zone emprunt 2
Graviers	$57\% \leq \text{graviers} \leq 68\%$	$63\% \leq \text{graviers} \leq 73,5\%$
Passant au tamis 0.080 mm	$17,5\% \leq \text{éléments de } 0.080 \text{ mm} \leq 26,5\%$	$13\% \leq \text{éléments de } 0.080 \text{ mm} \leq 24\%$
Limite de Liquidité	$28,5\% < LL < 45\%$	$34\% < LL < 39\%$
Indice de plasticité	$9\% < IP < 16\%$	$11\% < IP < 17\%$
Densité sèche à l'OPN		Densité sèche à l'OPN = 2,13 T/m ³

L'identification de ces matériaux par la classification USCS, montre qu'il s'agit de la grave argileuse latéritique (GC). Mais tenant compte du fait que la première zone d'emprunt est située dans un champ d'anacardes, il est recommandé de commencer à exploiter la deuxième zone d'emprunt où 18 000 m³ de matériaux sont disponibles pour la recharge aval de la digue.

V.3.6 Sable pour filtre et béton

L'équipe BECOHA a identifié une carrière de sable dans le village de LERA à 16 Km de SINDOU sur la route de LOUMANA, soit à 60 Km du site du barrage de la Lobi. Trois échantillons de sable ont été prélevés pour analyse au laboratoire et les résultats obtenus sont les suivants :

- ❖ $1,5\% \leq \text{graviers} \leq 2\%$
- ❖ $0\% \leq \text{éléments de } 0.080 \text{ mm} \leq 0,5\%$
- ❖ $97\% < \text{Equivalent de Sable au Piston} < 98\%$

Il s'agit d'un sable propre mal gradué qui peut être utilisé aussi bien pour le filtre granulaire que pour la confection du béton hydraulique.

la courbe granulométrique du sable est présenté en annexe.

Le filtre granulaire sera posé sur l'ancien remblai après décapage de la terre végétale.

V.4. Rappel des études antérieures sur les matériaux de la fondation du barrage et de la digue

V.4.1 Reconnaissance de la fondation

L'analyse des résultats des deux campagnes de reconnaissance géotechnique réalisés sur le site du barrage de la Lobi ont permis de connaître les matériaux constitutifs de la fondation de ce barrage. Il s'agit de la campagne réalisée en 1976 lors des études du barrage et de celle réalisé

en 1994 dans le cadre de l'étude de la réhabilitation du barrage. Lors de la présente étude des investigations complémentaires ont été réalisées.

Tableau 4 : Résumé des reconnaissances effectuées sur la fondation

SOGREAH 1994	Reconnaisances géophysiques	
	04 Sondages carottés	20 essais SPT
		17 essais de type LEFRANC
		2 essais de type LUGEON
		Equipement en piezomètres
	Prélèvement de 15 échantillons intacts	Identification (Granulometrie et limites d'Atterberg)
	12 sondages destructifs	Identification (Granulometrie et limites d'Atterberg)
Equipement en piezomètres		
06 essais de pénétration dynamique		
CAMPAGNE 1976	18 sondages, prof max 2.90m	Identification (Granulometrie et limites d'Atterberg)

V.4.1.3 Lithologie de la fondation

L'analyse des résultats des différents sondages réalisés dans la fondation a montré que le barrage repose sur une carapace latéritique à canalicules très dure et semi-perméable. La lithologie de la fondation du barrage de la Lobi se présente comme suit:

Dans la vallée centrale

Dans la vallée centrale, la lobi coule sur un manteau d'alluvions compressibles surmontant le substratum. Il s'agit des limons et des argiles moyennes qui ont été excavés pendant la construction du barrage en 1976. Dans cette partie de l'ouvrage la fondation est constitué d'une succession de quatre horizons de sols à limites très irrégulières et épaisseurs variables selon la séquence suivante :

- ❖ carapace latéritique à canalicules bariolée à blanc rougeâtre dure sur une épaisseur de 4.50m ;
- ❖ sable fin très argileux, compact et cohérent où des pertes d'eau ont été enregistrées,
- ❖ dolérite décomposée verdâtre ;
- ❖ dolérite saine.

Sur l'appui rive droite

Sur l'appui rive droite, la fondation est constituée d'une carapace latéritique à canalicules millimétriques. Cette cuirasse est si dure qu'elle a été utilisée comme fond du chenal pour évacuer les crues du barrage. Sous cette cuirasse se trouve la dolérite décomposée.

Sur l'appui rive gauche

Sur l'appui rive gauche, la fondation est constituée d'une succession de quatre horizons de sols :

- ❖ grave latéritique,
- ❖ carapace bariolée à canalicules millimétriques,
- ❖ argiles latéritiques très dures
- ❖ dolérite décomposée.

Traitement de la fondation réalisé lors de la construction du barrage

Le plan LO01 indique clairement les limites du remblai et de la fondation selon les plans de l'étude BCEOM et selon les plans de reconnaissance géotechnique de 1991. Les limites de BCEOM correspondent aux cotes du terrain naturel tandis que celles de SOGREAH correspondent aux cotes après traitement de la fondation. Ces deux limites montrent que sur les rives, les deux côtes sont voisines, tandis que dans le lit mineur la différence est grande.

En effet, lors de la construction du barrage, un décapage simple de la terre végétale d'une épaisseur centimétrique a été réalisé sur les rives. Par contre dans le lit mineur l'Entreprise a excavé tout le manteau d'alluvions compressibles.

V.4.1.5 Conclusion sur l'état de la fondation du barrage

Le traitement de la fondation tel que décrit est superficiel. Une étanchéisation des couches perméables allant de la carapace à canalicules au toit de la dolérite saine doit être réalisée afin de fermer tous les chemins de percolation.

V.4.1.6 Problème identifié sur la fondation du barrage

Les principaux problèmes de la fondation du barrage de la lobi se résument à sa forte perméabilité et au fait que les parties les moins indurée de la carapace latéritique puissent s'éroder avec le temps sous l'effet des gradients importants.

En effet, le traitement superficiel de la fondation du barrage de la Lobi lors de sa construction en 1976 fait que celle-ci connaît **des problèmes d'étanchéité**. La présence de la carapace à canalicules dans la fondation favorise le développement des zones de fuites en fonction du niveau d'eau amont.

L'analyse des niveaux piézométriques observés en 1991 a montré que l'écoulement en fondation, pour les sections auscultées, est de type milieu poreux. Ce qui a permis à SOGREAH de souligner que les divers graphiques ont montré que la réponse des piézomètres profonds à la montée de niveau amont est très rapide, en accord avec la perméabilité assez forte de la fondation.

La présence de canalicules infirme cette hypothèse dans la mesure où on observe des zones de percolations singulières et non régulièrement distribuées

Deux pertes d'eau ont été aussi enregistrées dans le forage SCL01 à 18,66m de profondeur et dans le sondage SCL02 à 14,60m de profondeur. Ces pertes d'eau enregistrées confirment le problème d'étanchéité que connaît la fondation du barrage de la Lobi.

Un deuxième problème que pourrait connaître la fondation du barrage de la Lobi est la forte probabilité que **la carapace latéritique à canalicules puisse s'éroder avec le temps** sous l'effet des gradients importants. En effet, Monsieur G. COURTEILLE a montré en mars 1975 dans « **Construction de petits barrages en Côte d'Ivoire Synthèse des études – recommandations** » que les couches constituées de carapace latéritique ou d'argile à canalicule, sont érodables et que le taux de l'érodabilité est fonction des gradients hydrauliques en présence.

En conclusion le barrage de la Lobi est fondé sur la quasi-totalité de sa longueur sur la carapace latéritique à canalicules. Les matériaux de la fondation sont dans l'ensemble semi perméables avec une perméabilité en masse de $5 \cdot 10^{-5}$ m/s atteignant localement $2 \cdot 10^{-4}$ m/s. **Il s'agit là d'une perméabilité en grand qu'il convient de traiter en dotant la fondation du barrage d'un dispositif d'étanchéité.**

V.4.2 Digue : caractéristique des matériaux identifiés pour la réhabilitation en 1994

V.4.2.1 Identification des matériaux de la digue pendant l'étude la réhabilitation du barrage

Nature des matériaux du corps de digue

Pendant l'étude de la réhabilitation du barrage des échantillons intacts et SPT ont été prélevés dans le corps de la digue pour des essais d'identification en laboratoire. Les essais ont été réalisés dans deux laboratoires différents à savoir le LNBTP de Ouagadougou et le CEBTP à Paris. Les différents résultats de ces essais obtenus dans chaque laboratoire ont mis en évidence les matériaux que SOGREAH a classifiés comme suit :

Argile latéritique compactée (T2)

Le matériau qui comporte plus de 35% de fines plastiques, peut être chargé en petits graviers pisolitiques de quelques millimètres de diamètre. Le matériau apparaît fréquemment comme extrêmement feuilleté sous l'effet du compactage, ce qui est due à l'effet du surcompactage sans suffisamment d'eau.

Les caractéristiques des matériaux sont :

- passant à 80 microns : 35 à 72% avec une moyenne de 49% (16 mesures)
- % supérieurs à 2mm : 6 à 36% avec une moyenne de 26% (16 mesures)
- limite de liquidité : 32 à 58% avec une moyenne de 51% (16 mesures)
- Indice de plasticité : 19 à 31% avec une moyenne de 25% (16 mesures).

Grave Argile Latéritique compactée (T1)

Le matériau comprend moins de 35% d'éléments fins (inférieurs à 80 microns). Sa granulométrie est cependant suffisamment continue pour que, même avec 15 à 20% de fines plastiques, le matériau présente, une fois compacté une structure fermée et donc une faible perméabilité.

Les caractéristiques des matériaux sont :

- passant à 80 microns : 20 à 30% avec une moyenne de 25% (2 mesures)
- % supérieurs à 2mm : 28 à 52% avec une moyenne de 40% (2mesures)
- limite de liquidité : 36 à 37% avec une moyenne de 37% (2 mesures)
- Indice de plasticité : 13 à 14% avec une moyenne de 14% (2 mesures).

Matériaux sableux

Au sondage carotté SCL01, sept (07)cm de sable contenant environ 20% de fines plastiques ont été rencontrés entre 1,75m et 2,50m de profondeur. Ce matériau est isolé dans l'ensemble de la reconnaissance.

Conclusion

Après identification de ces trois matériaux dans le corps de digue, SOGREA H a conclu que globalement les matériaux argileux de type T2 prédominent largement dans l'axe du barrage. Les passages de matériaux de type T1 sont rares et sont uniquement observés au SCL01. Dans les tarières de la recharge aval, les matériaux sont plus divers, regroupant des matériaux de type T2 parfois chargés en graviers et de matériaux de typt T1. Les matériaux T2 demeurent cependant prédominants. 89% de matériaux analysés sont de type T2 (16 échantillons sur 18).

V.4.2.2 Les principaux problèmes identifiés sur le Remblai de la digue

Selon les investigations réalisées par le Bureau d'Etudes SOGREAH, il ressort que la digue est de type zonée avec des recharges en graves latéritiques entourant un noyau mince en argile latéritique.

Les pathologies suivantes ont été relevées dans le corps du remblai :

- Un feuilleteage du remblai au compactage,
- Une perméabilité du corps de la digue de l'ordre de 10^{-6} m/s ;
- des zones lâches détectées par les essais pénétrométriques ;
- L'absence d'organe de drainage (filtres),
- La présence de fuites à travers le remblai en partie basse du talus aval de la digue dans la partie centrale en retenue haute.

Cela a eu pour conséquence un renardage à la mise en eau du barrage dans la zone du piézomètre PZL04 qui est artésien à pleine retenue.

La présence de fuites à travers le remblai en partie basse du talus aval de la digue dans la partie centrale est confirmée comme étant la ligne saturation à travers le corps de la digue qui resurgit dans la partie basse de la digue (voir figure 19).

Lors de la présente étude aucuns dépôts d'éléments fins, signe d'érosion régressive, n'ont été observés.

Il est donc impératif de doter la digue du barrage d'un système de drainage interne adéquat et améliorer l'étanchéité du remblai.

V.5 Synthèse des études hydrologiques

V.5.1 Rappel des études antérieures

L'examen des études antérieures a permis d'avoir les données de calcul et les résultats :

- Superficie du bassin versant : 120 Km² ;
- Pluie annuelle : 1200 mm.

Ces études ont conduit aux résultats suivants :

Tableau 5 : Résultats des calculs de crues de l'APD (BCEOM 1976)

	Q ₁₀	Q ₁₀₀
ORSTOM (m ³ /s)	53	
CIEH (m ³ /s)	63	
Crues retenues	60	165

La crue de projet retenue pour le calcul du déversoir est de 120 m³/s.

La crue de sécurité du barrage n'a pas été estimée.

V.6 Etudes hydrologiques de diagnostic et leurs résultats

Les études climatologiques et hydrologiques qui ont été réalisées portent sur l'analyse de la pluviométrie sur le bassin versant, l'estimation des crues de faibles fréquence et les apports en eau et en sédiments du cours d'eau au site du barrage.

Ces études hydrologiques ont pour but de vérifier rapidement les crues ayant servi au dimensionnement du barrage et de vérifier la sécurité hydrologique du barrage.

V.6.1 Acquisition de données

Les données du poste météorologique de Banfora ont été retenues pour l'analyse des paramètres climatiques. Les pluies mensuelles et maximales journalières de 1950 à 2012 ont été utilisées.

V.6.2 Critères de projet pour la sécurité hydrologique

Le choix des critères de projet pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue tient compte des analyses suivantes. Il y a d'une part, les nécessités économiques et d'autre part, la nécessité de garantir une sécurité suffisante à l'ouvrage pour réduire les risques qu'il représente. Cette approche amène à définir deux crues caractéristiques pour l'ouvrage :

- une **crue de projet** que le déversoir doit pouvoir évacuer en toute sécurité et sans dégradation quelconque de l'ouvrage ni du lit du fleuve en aval correspondant à la crue centennale.
- une **crue de sécurité** que l'ouvrage doit pouvoir évacuer avec un niveau d'eau au couronnement de la digue sans que cela n'entraîne la rupture de l'ouvrage même si on pourrait constater quelques dégradations sur celui-ci et en aval. Cette crue correspond à la crue maximale régionale.

V.6.3 Etudes des Pluies sur le bassin versant

Les données pluviométriques, obtenues auprès de la Direction Nationale de la Météorologie ont permis de réaliser l'étude des pluies. La série de données prises en compte va de 1950 à 2012 soit 62 années d'observations.

- **Pluie annuelle sur le bassin versant**

La valeur annuelle moyenne de la pluie est de 1097.0 mm avec des valeurs minimale et maximale respectivement de 580.2 m et 1582.0 mm. Les ajustements statistiques réalisés sur l'échantillon (1950 – 2012) montrent que les pluies annuelles s'ajustent assez bien à la loi de Gauss.

Le tableau ci-dessous donne les résultats suivants pour la pluviométrie annuelle :

Tableau 6 : Pluies caractéristiques annuelles sur la zone du site du barrage (Loi de Gauss)

CARACTERISTIQUES	PLUIES (mm)
Centennale sèche	579.1
Décennale sèche	714.5
Quinquennale sèche	940.3
Année moyenne	1097.0
Quinquennale humide	1115.3
Décennale humide	1203.0
Centennale humide	1495.4

- **Pluie journalière maximale**

La valeur moyenne des pluies journalières maximales est de 73.70 mm avec des valeurs minimale et maximale respectivement de 41.30 mm et 176.00 mm. Les ajustements statistiques réalisés sur l'échantillon (1922 – 2012) montrent que les pluies maximales s'ajustent assez bien à la loi de Gumbel.

Les études et vérifications faites sur les pluies journalières ont conduit aux résultats récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des pluies rares avec leur intervalle de confiance pour un seuil confiance de 95%. Le tableau donne la valeur de la pluie ponctuelle à la station et la pluie moyenne sur le bassin versant.

Tableau 7: Pluies rares (maximales) calculées avec leurs Intervalle de confiance

T (ans)	100	50	20	10	5	2

Pmin (mm)	118	117	112	105	95	76
Pcentrale (mm)	171	156	135	120	103	78
Pmax (mm)	224	195	159	134	111	81
Pmoy	170	148	121	102	84	62

- Estimation des crues de faibles fréquences

Lors des études antérieures, les crues ont été estimées par les trois méthodes suivantes :

- Méthode de Rodier-Auvray (ORSTOM),
- Méthode du CIEH,
- Méthode des Courbes Enveloppes du BURKINA FASO,
- Evaluation des débits de crues du barrage de la Lobi à partir des données hydrométriques du barrage de la Comoé.

➤ Méthode Rodier-Auvray

Cette méthode s'applique aux zones entre les isohyètes 150 à 120 mm au Nord et 1200 mm au Sud avec des superficies de bassin versant variant de quelques ha à 1500 km².

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

$$Q_{10} = 1.03 * Q_{r10}$$

(Pour les grands bassins de quelques dizaines de km² en région tropicale sèche).

Q_{r10} correspond au débit maximum de ruissellement est donné par la relation suivante

$$Q_{r10} = A \times P_{10} \times Kr_{10} \times \alpha_{10} \times \frac{S}{Tb_{10}}$$

Avec :

- **A** : coefficient d'abattement ;
- **P10** : hauteur de la pluie journalière décennale ;
- **Kr10** : coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale;
- **α 10** : coefficient de pointe correspondant à la crue décennale ;
- **S** : superficie du bassin versant ;
- **Tb10** : temps de base correspondant à la crue décennale.

➤ Méthode CIEH

La méthode CIEH est une méthode statistique adaptée pour une gamme de superficies supérieure couvrant 0.02 km² à 2000 km² et une pluviométrie annuelle comprise entre 95 mm et 2000mm. Elle prend en compte la variabilité spatiale des caractéristiques du bassin versant.

Au Burkina Faso, l'estimation de la crue décennale de projet avec le seul paramètre « surface » affecté des coefficients trouvés par régressions se fait par les formules suivantes :

$$Q_{10} = 0.41 * S^{0.425} * K_r^{0.923} \quad \text{Ou} \quad Q_{10} = 0.254 * S^{0.462} * I g_{corr}^{0.101} * K_r^{0.976}$$

- S en km²,
- Kr en %
- et Q10 en m³/s.

Les résultats de ces études, qui ont été vérifiées, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 8: Caractéristiques hydrologiques et valeurs des débits

PARAMETRES		VALEURS
Superficie (km ²)		122.31
Périmètre (km)		52.46
Indice de compacité Ic		1.34
Ig (m/km) (=Igcor)		7.03
I (pente longitudinale)(%)		4.98
Perméabilité		(P3) RI relativement imperméable
L (Rectangle équivalent) (m)		15.17
Pluie moyenne annuelle (mm)		1 097.0
Pluie décennale de 24 h (mm)		120.0
Coefficient de ruissellement K _{r10} (%)		22.0
Coefficient d'abattement A		0.76
Temps de base (mn et h)		1 320 et 22
Temps de montée (mn et h)		439 et 7 h
Coefficient de pointe α ₁₀		2.6
Coefficient de passage de Q ₁₀ à Q ₁₀₀ C		2.16
Débit décennale (m ³ /s)	ORSTOM	70.00
	CIEH (retenu)	60.00
Débit décennal retenue Q ₁₀ (m ³ /s)		70.00
Débit centennal de pointe Q ₁₀₀ (m ³ /s)		150.00

La crue centennale retenue est de **150 m³/s**.

- **Crue de sécurité**

a) Justification et vérification de la crue de sécurité

La crue de sécurité est la crue que l'ouvrage doit pouvoir évacuer, avec un niveau d'eau au couronnement de la digue, sans que cela n'entraîne la rupture de l'ouvrage même si on pourrait constater quelques dégradations sur celui-ci et en aval dans la rivière.

Il sera retenu pour la présente étude, une crue de sécurité correspondant à la crue maximale régionale déterminée sur la base des courbes enveloppes des pluies journalières au Burkina Faso.

b) Méthodologie

La méthode utilisée pour la détermination de la crue de sécurité tient compte de pluies maximales journalières relevées au Burkina Faso en général, et particulièrement dans la zone de projet. Les hypothèses suivantes seront considérées:

- pluie ponctuelle exceptionnelle donnée par les courbes enveloppes des pluies journalières maximales,
- Abattement de cette pluie pour avoir la pluie moyenne sur le bassin,
- Prise en compte la décennale comme point pivot (de la méthode du gradex) on admet que toute pluie supérieure à la pluie caractéristique correspondant à la décennale s'écoule vers le barrage ;
- Ruissellement de toute la pluie moyenne sur le bassin (coefficient de ruissellement de 100%) à partir de la pluie décennale ;
- Evacuation des volumes de crues sur le temps de base
- Application du coefficient de forme de l'hydrogramme des crues.

c) Etude des courbes enveloppe des pluies journalières maximales

Les données sur les pluies journalières supérieures à 150 mm relevées dans les stations du Burkina Faso acquises au niveau des services de la Météorologie Nationale ont permis de tracer la courbe enveloppe de ces pluies.

Elle est représentée sur le graphique suivant :

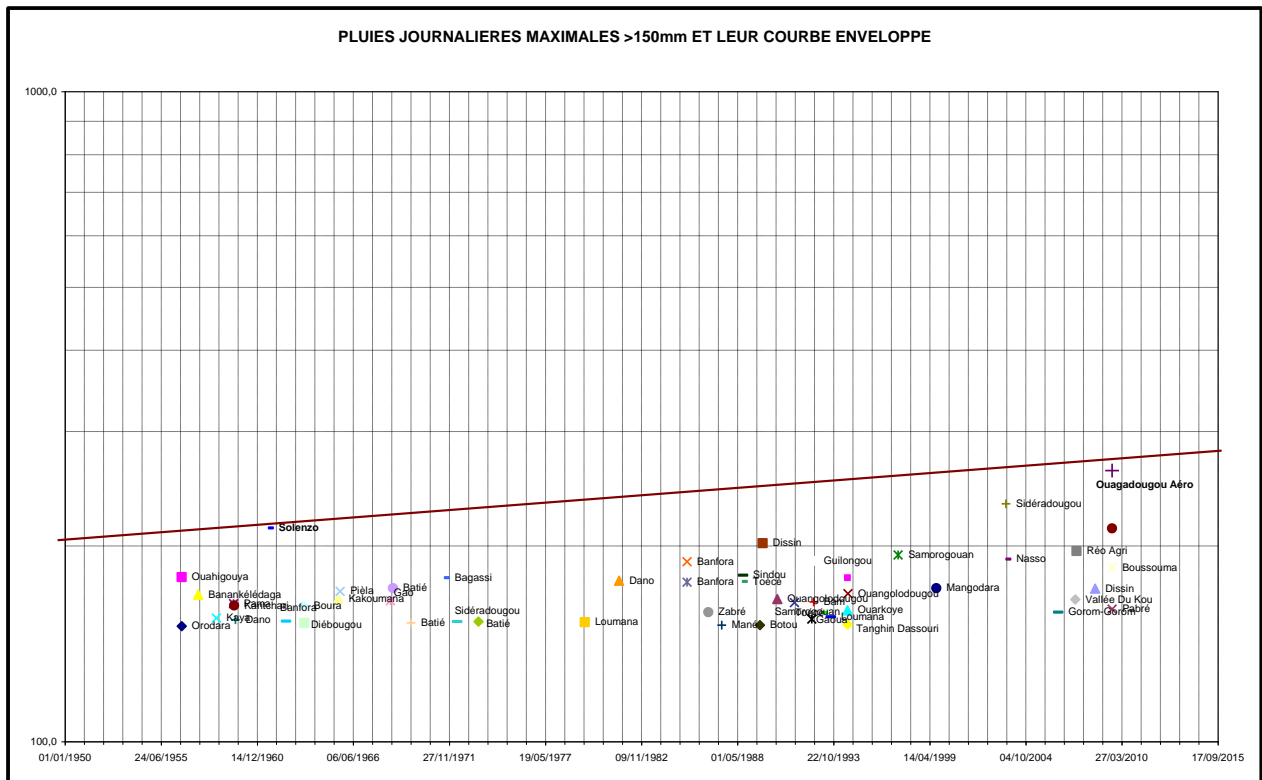


Figure 5 : Courbe enveloppe des pluies maximales journalières

Selon le graphique la valeur de la pluie maximale journalière enregistrée au Burkina Faso depuis l'année 1955 à 2009 est de 261.30 mm mesurée au niveau de la Station de Ouagadougou Aéroport le 01/09/2009. Pour la zone du projet, elle est de 189.2 mm, mesurée au niveau de la station de Banfora le 11 Juin 1985.

Il sera donc considéré cette pluie ponctuelle maximale de 190 mm enregistrée dans la zone du barrage (ce qui correspond d'après l'ajustement suivant la loi statistique de Gumble à une pluie de retour de 300 ans). La pluie journalière maximale décennale est de 102 mm. En tenant compte du gradex, le volume généré par 88 mm s'écoule effectivement vers le barrage. La pluie moyenne correspondante sur le bassin versant, en appliquant le coefficient d'abattement (0.76), est de 70 mm

d) Détermination de la crue de sécurité

Avec une telle hypothèse cette pluie engendrerait un volume d'eau de 8.6 millions de m³.

Le temps de base de l'hydrogramme de crue étant de 1320 mn cela donne un débit moyen de 108 m³/s.

Le coefficient de pointe α_{10} , rapport du débit maximum ruisselé au débit moyen, est défini par la relation :

$$\alpha_{10} = Qr_{10} / Q_{m10}$$

D'après l'ORSTOM, α_{10} est fonction du relief et de la superficie du bassin versant et peut être pris égal à 2.6.

Ainsi, on obtient un débit maximal (Q_{\max}) de **280 m³/s**.

A cette crue il sera ajoutée la crue générée par la décennale, soit **70 m³/s** (même si cette considération n'est pas totalement valide, elle est pessimiste et donne plus de sécurité).

Le débit total de la crue de sécurité ainsi obtenue est de **350 m³/s**.

Cette crue est une espèce de crue maximum régionale dans le concept du Regional Maximum floods par exemple utilisée en Afrique du Sud.

e) **Vérification de la capacité de l'évacuateur de crue en place**

Avec une cote moyenne de la digue à **444.08** et une cote moyenne du seuil en place de **442.77** la revanche totale sur la crête du déversoir de 1.30 m. La longueur du seuil étant de 70.00 m, la capacité maximale (eau jusqu'au couronnement de la digue) d'évacuation des eaux est de **185 m³/s** représentant 53% de la crue de sécurité.

En comparant ce résultat avec la crue de sécurité il apparaît que le seuil avec une longueur de 70 m ne permet pas d'évacuer la crue de sécurité sans que le barrage ne soit submergé.

La sécurité hydrologique du barrage n'est pas assurée. Le système mis en place pour la gestion des crues constitué d'un déversoir de 70.00 m, est à renforcer pour éviter au barrage toute submersion, qui n'est pas admissible pour des barrages en terre, lors du passage d'une crue équivalente à la crue de sécurité.

V.6.4 Estimation des apports au site et remplissage du barrage

- Apports annuels en eau au site du barrage

Les apports au site ont été évalués sommairement dans le projet d'exécution du barrage sur la Lobi. Le tableau suivant rappelle les résultats des études qui ont été effectuées lors de l'étude réalisée par BCEOM.

Tableau 9 : Valeurs caractéristiques des apports en eau

ANNEES	Volume d'eau (m ³)
Décennale sèche	4 900 000
Année moyenne	7 600 000

Dans une telle étude diagnostique il est plus souhaitable d'évaluer le remplissage du barrage depuis sa construction en 1976.

- Remplissage du barrage

Les échelles limnimétriques ont permis de récolter les données sur les niveaux d'eau entre 1992 et 2004 de façon régulière. Le graphique ci-dessous donne l'évolution du plan d'eau dans le barrage pendant cette période de lecture régulière du niveau d'eau.

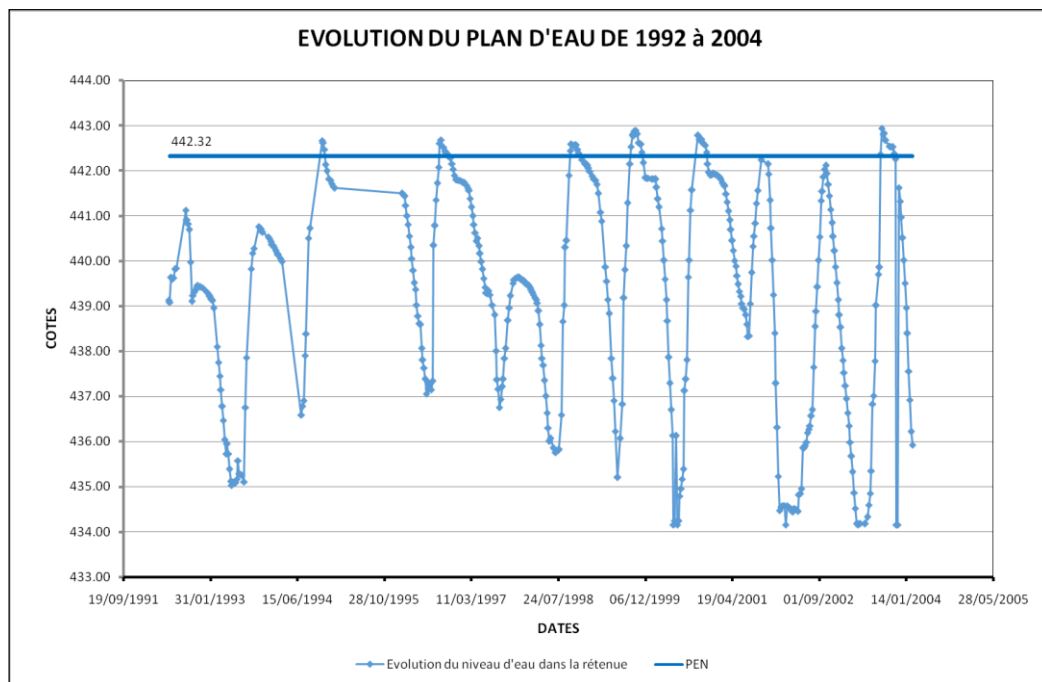


Figure 6 : Evolution du plan d'eau dans la retenue du barrage

La retenue se remplit pratiquement 3 années sur 5.

V.6.5 Principaux problèmes sur la sécurité hydrologique du barrage

La sécurité hydrologique du barrage n'est pas garantie car la crue maximale que peut évacuer le barrage sans rupture est faible et inférieur à la crue maximale régionale. La capacité de l'évacuateur de crues du barrage représente 41% de la crue de sécurité (crue maximale régionale) estimée dans le cadre de la présente étude. Il y a donc nécessité à mettre le barrage en sécurité si on considère les risques qu'il représente pour la sécurité publique et les pertes économiques qui peuvent s'en suivre en cas de rupture du fait de sa localisation par rapport au barrage Comoé.

Causes

Le système de contrôle des crues mis en place est constitué d'un déversoir latéral de 70.00 m avec une revanche totale sur le seuil de 1.30 m. La capacité actuelle de l'évacuateur est insuffisante pour faire passer la crue de sécurité sans que le barrage ne soit submergé.

Conséquences

Pour des crues rares générées par une pluie exceptionnelle, on assisterait à une submersion de l'ouvrage. Cela peut causer des dommages et même la rupture du barrage.

Les principales conséquences de la ruine du barrage seraient les suivantes :

- perte du barrage ;
- pertes de la réserve en eau mobilisée par le barrage pour les années à venir jusqu'à la reconstruction du barrage.

Risques en présence

La capacité du barrage est de 4.80 hm³ avec une superficie inondée de 117 ha, d'où une hauteur moyenne du barrage de 4.10 m.

La crue de rupture du barrage peut être approchée par la formule de COSTA :

$$Q_r = 325 \times \left(\frac{H \times V}{10^6} \right)^{0.42}$$

H étant la hauteur moyenne de la retenue et V le volume en m³.

On obtient une crue de rupture du barrage de **1 140 m³/s**.

La perte du barrage signifie également la perte des ressources en eau si vitales pour la population de la zone.

En plus de la perte de l'ouvrage lui-même qui représente un investissement élevé, la rupture de l'ouvrage pourrait entraîner des pertes de biens et en vies humaines ainsi que les infrastructures et des pertes économiques compte tenu de l'utilisation de l'eau par la SN SOSUCO, l'ONEA et les riziculteurs de la plaine de Karfiguela. A cela il faudrait ajouter la destruction des champs de cultures, et les conséquences négatives sur le bétail.

Si on prend en compte les difficultés de mobilisation des fonds et le temps que va prendre une reconstruction de l'ouvrage, les dommages économiques seront considérables.

Structure de l'évacuateur de crues

L'évacuation de crue en place est un ouvrage rudimentaire complètement dégradé. Les bastings mis en place ont été renforcés par un mur en parpaings. Localement les bastings n'existent plus et le mur est cassé et tombé du côté gauche. Cela fait que l'ouvrage ne joue plus le rôle à lui conféré. Le barrage ne peut donc plus se remplir jusqu'au plan d'eau normal. Pire les eaux

s'engouffèrent dans la partie cassée du déversoir, d'où la dégradation du bassin de dissipation en aval de cette partie.

V.7 Analyse des données d'auscultation

Les niveaux piézométriques observés par SOGREAH en fin de saison sèche et en fin de saison des pluies en 1991 sont reportés dans le plan L03 pour les trois profils (P29, P38 et P48) auscultés et ont permis de faire les commentaires suivants :

- dans le corps de la digue, l'allure de la ligne piézométrique dans sa partie amont inciterait à privilégier l'hypothèse d'une zone amont un peu plus étanche que l'aval. SOGREAH a souligné que les lignes observées à retenue pleine sont, en partie aval, moins haute que ce que l'on pouvait s'attendre à trouver dans un ouvrage dépourvu du système de drainage et constitué d'un remblai aussi feuillé par le compactage. Aux profils P38 et P48 la ligne de saturation n'intercepte le talus aval qu'en partie basse.
- dans la fondation, les niveaux reportés sur les profils en travers du plan L03 ont montré qu'à retenue pleine les niveaux piézométriques observés en amont de l'axe du barrage sont compatibles avec une hypothèse de perte de charge triangulaire en fondation entre le pied du talus amont du barrage et le pied de talus aval. SOGREAH a conclu que l'écoulement en fondation, pour ces sections auscultées, est de type milieu poreux. De plus SOGREAH a souligné que les divers graphiques ont montré que la réponse des piézomètres profonds à la montée de niveau amont est très rapide, en accord avec la perméabilité assez forte de la fondation. SOGREAH a établi pour le remplissage de 1991 un tableau qui rassemble la vitesse de montée des niveaux piézométriques et la variation de niveau piézométrique dh rapportée à la variation du niveau amont dH (rapport dh/dH). Ce tableau est présenté comme suit :

Tableau 10: Vitesse de montée des niveaux piézométriques et variation de dh/dH

REPOSE DES PIEZOMETRES PROFONDS LORS DU REMPLISSAGE DE 1991						
Evolution	Retenue	SCL01	SCL02	SCL03	SCL04	Moyenne des piézomètres
Vitesse de montée (cm/j)	18,4	11,5	11,8	12,8	12,1	12,05cm/j soit 65,5% de la vitesse du plan d'eau
Dh/dH %	100	62	69	74	65	68

Ce tableau montre que les réponses des 4 piézomètres sont très semblables. SOGREAH tire la conclusion que les piézométries en fondation à 2m à l'amont de l'axe du barrage reportées sur le profil en long géotechnique, montrent un écoulement de la nappe de la rive gauche vers la vallée. En effet entre SCL04 et SCL01, l'écart de piézométrie est de 3,69m à pleine retenue, soit une pente moyenne de 1,6%. SOGREAH a également constaté que la piézométrie de

SCL04 en fin de saison sèche, est supérieure de 2,24m à la cote du plan d'eau. Ce qui montre qu'il existe donc bien un effet de versant et un écoulement général de cette nappe de versant vers la vallée de la Lobi.

- dans la partie aval de la fondation les piézomètres PZL04 et PZL08 détectent à pleine retenue un artésianisme dont la valeur n'a pas été mesurée.

L'évolution des niveaux piézométriques observés de 1992 à 2004 dans le corps de digue est présentée dans les figures (cf. annexes)

Il a été constaté que l'évolution du niveau piézométrique dans les profils auscultés varie en fonction du niveau d'eau amont. En se rejoignant à SOGREAH, nous pouvons conclure que les piézométries observées dans le corps de l'ouvrage ont révélé un état moins inquiétant que ce l'on pouvait craindre dans un ouvrage en terre très feuilleté dépourvu de drainage interne. Le gradient moyen d'écoulement en fondation est de l'ordre de 0,15 ; cette valeur est raisonnable.

V.7.1 Principaux problème sur l'état du dispositif d'auscultation et surveillance du barrage

Les problèmes relatifs aux dispositifs d'auscultation présents au niveau du barrage concernent les échelles limnimétriques et les piézomètres organisés sur trois profils auscultés implantés sur la crête et le talus aval du barrage.

Un batterie de 04 échelles limnimétriques en cascades permettent de lire et relever le niveau d'eau dans la retenue en fonction de l'évolution du plan d'eau. Elles présentent un état de corrosion très avancé. Certaines sont cassées rendant ainsi la lecture difficile.

Quant aux piézomètres, la plupart sont fonctionnels et ont pu être mesurés lors du passage de l'équipe. PZLO7, PZLO3 sont bouchés alors que SCLO1, SCLO3 et PZLO1 présentent une fermeture grippée si bien qu'aucune mesure n'est possible.

V.7.2 Vidange de fond

Le barrage ne dispose pas d'un ouvrage de vidange à part. L'ouvrage de prise constitué d'une conduite en fonte ductile de diamètre 700mm pouvant débiter 2.5m³/s à pleine charge et de deux vannes DN 450. Cet ouvrage de prise sert en même temps de vidange de fond du

barrage. La capacité maximale de l'ouvrage étant de $2.5\text{m}^3/\text{s}$, il faut au minimum 22 jours pour baisser le plan d'eau ou vider le barrage en cas de nécessité.

VI. Solution pour la réhabilitation du barrage

VI.1 Mise en sécurité hydrologique du barrage

La mise en sécurité hydrologique du barrage passe par deux actions :

- Reconstruction du déversoir,
- Rehaussement de la digue du barrage,
- Amélioration de la sécurité hydrologique du barrage par la mise en place d'un mur parapet.

VI.1.1 Reconstruction de l'évacuateur de crue

La structure de l'évacuateur de crue étant rudimentaire, il est nécessaire de remplacer le déversoir en place par un nouvel ouvrage sûr et stable au niveau du même emplacement.

Il est proposé un déversoir de surface constitué d'un radier en béton armé et d'un mur déversant en béton armé dont la crête est hydrauliquement profilée.

Le schéma ci-dessous présente la coupe du déversoir droit.

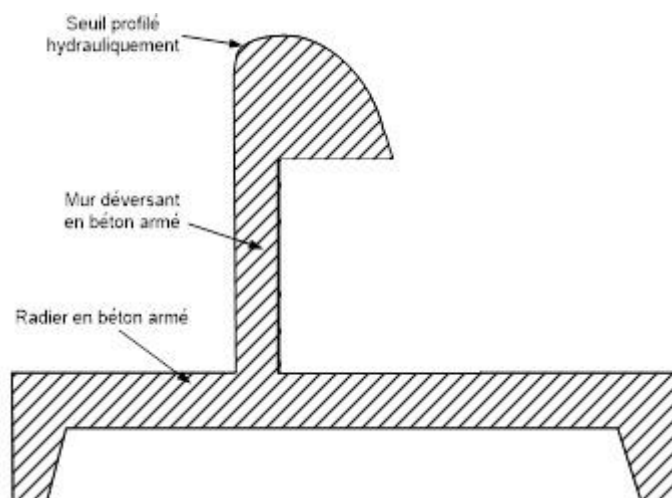


Figure 7: Coupe du déversoir droit modifié

VI.1.2 Rehaussement de la digue du barrage

Etant donné que les conditions topographiques du site montrent que le terrain monte sur les rives il est envisagé de rehausser la digue pour augmenter la revanche totale sur la crête du déversoir.

VI.1.3 Amélioration de la sécurité hydrologique du barrage par la mise en place d'un mur parapet

Il s'agit de donner une revanche suffisante au barrage pour conforter la sécurité hydrologique du barrage et lui permettre d'évacuer la crue de sécurité sans provoquer de graves dégradations aussi bien sur le barrage qu'à son aval.

Pour cela il s'agit de munir le barrage d'un mur parapet encastré dans le remblai tout le long de la digue pour augmenter la sécurité hydrologique du barrage. Ces dispositions permettent d'augmenter la revanche totale sur le seuil du déversoir, lui donnant ainsi une capacité d'évacuation de suffisante lors du passage de la crue de sécurité.

VI.2 Réhabilitation de la digue et de sa fondation

La principale pathologie du barrage et de sa fondation se résume à leur étanchéité insuffisante et à l'absence de système de drainage interne. On note aussi la présence de couches molles au sein du remblai. Cela a engendré, à la première mise en eau du barrage, à un renardage dans la partie centrale. Il est donc nécessaire de conforter la digue et sa fondation pour améliorer l'étanchéité et doter la digue d'un système de drainage interne pour contrôler les phénomènes d'érosion.

VI.2.1.1 Solution pour le traitement de la digue

Compte tenu de la qualité du remblai en place, il est nécessaire de sécuriser la digue avec un massif amont en argile pour améliorer son étanchéité, un filtre cheminée pour intercepter les lignes d'écoulement et rabattre la nappe dans la digue et un massif aval en latérite du côté aval pour améliorer la stabilité d'ensemble de la digue. Les talus de la digue en place seront taillés en redans pour permettre un bon accrochage entre l'ancien et le nouveau remblai. La recharge aval a pour fonction principale de buter et protéger le système drainant aval. Elle introduit aussi un gain de stabilité d'ensemble en apportant du poids supplémentaire.

Enfin, la digue sera rehaussée pour gérer les crues et réduire la longueur du déversoir. Un fossé de pied au pied aval sera réalisé.

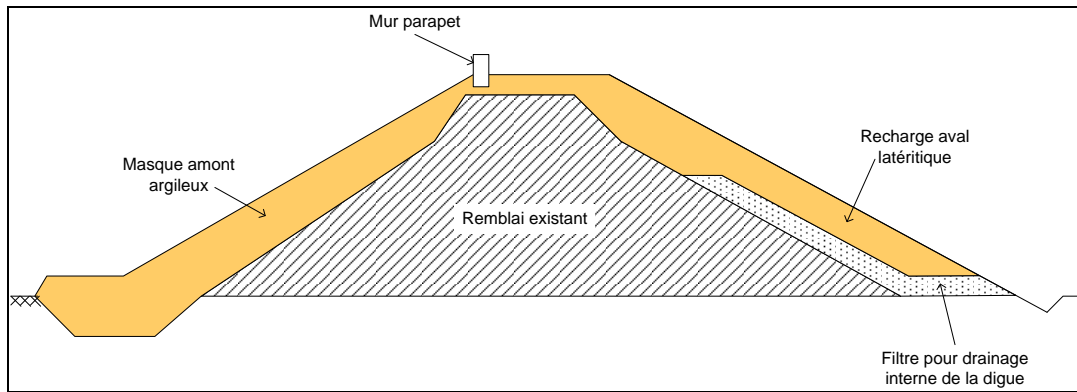


Figure 8: Principe de confortement de la digue

VI.2.1.2 Solutions pour le traitement de la fondation

Etanchement de la fondation par obstruction des chemins préférentiels de percolation.

La description de la solution est donnée ci-dessous :

Les solutions d'étanchement de la fondation ont pour but de couper les eaux de fuites et empêcher le développement du phénomène d'érosion interne. L'étanchement de la fondation pourra être obtenu de diverses manières :

1. Injection de la fondation sur une dizaine de mètres de profondeur à partir de forages réalisés au pied amont de la digue et un drainage profond par puits de décharge au pied aval,

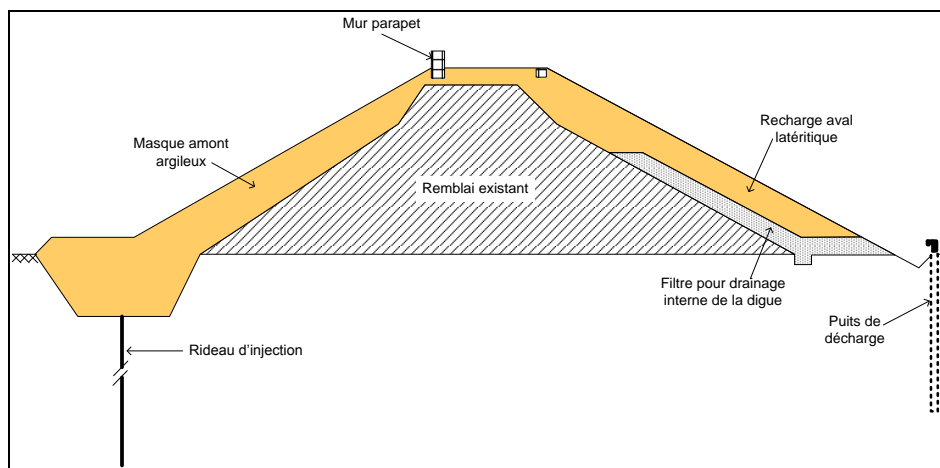


Figure 9 : Principe du confortement de la digue combiné à un voile d'injection d'étanchéité

2. Paroi moulée ancrée dans le substratum sain, réalisée également à partir de la crête de la digue

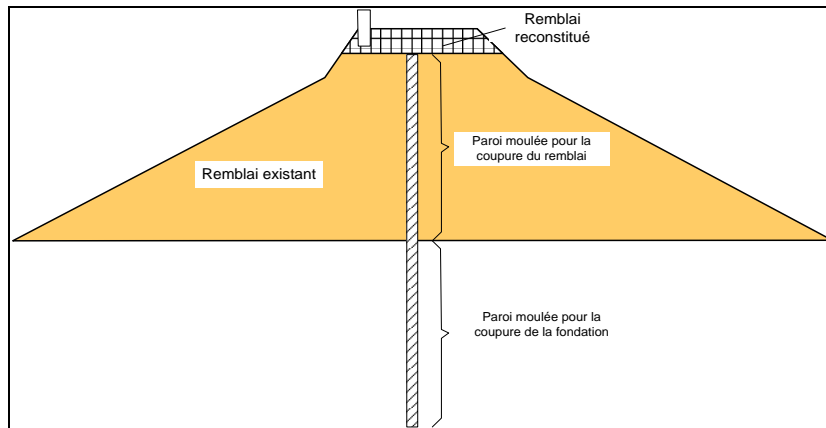


Figure 10 : Principe du confortement de la digue et de sa fondation par une coupure en paroi moulée

3. Tranchée parafouille amont remplie de matériaux argileux connectée au masque amont du barrage également constitué de matériaux argileux.

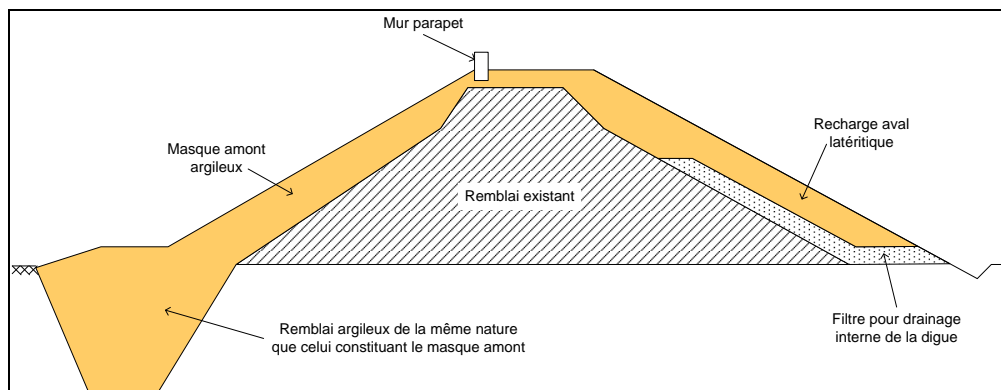


Figure 11 : Principe du confortement de la digue combiné à une tranchée parafouille amont

La comparaison technique entre ces trois solutions fait ressortir les éléments suivants :

- La solution injection, comparée aux deux autres, se démarque par son caractère discontinu, avec tendance du coulis à emprunter les canalicules les plus proches des forages sans nécessairement fermer le terrain entre les deux forages. Elle exige la vidange du barrage ;
- La paroi, exécutée à partir de la crête du barrage offre toutes les garanties d'étanchéité du fait qu'elles constituent une barrière continue traversant la totalité des couches perméables et raccordée au corps du barrage. Elle traite en même temps la digue et sa fondation. Sa réalisation n'a pas d'incidence sur l'exploitation de la retenue. Elle pourra aussi être réalisée par tout temps, pas uniquement en saison sèche. Le problème de cette solution réside dans son coût élevé;
- La tranchée ne nécessite que des travaux de terrassements, consistant à effectuer des déblais en masse pour la réalisation de la tranchée et son remblaiement par des matériaux argileux de la même nature que ceux utilisés pour la réalisation du masque amont. La présence de la cuirasse dure et assez épaisse le long du barrage milite en sa défaveur. Son exécution va nécessiter le dynamitage de la cuirasse pour atteindre 6.00 m de profondeur et couper toutes les couches perméables. Cela causerait des dommages à l'ouvrage en place. Elle exige la vidange du barrage ;

Il apparait donc que sur le plan technique la paroi est de nature à offrir de meilleures garanties d'étanchéité et plus de souplesse en terme de programmation dans le temps du fait qu'elle n'a pas d'incidence sur la gestion du réservoir.

La tranchée présente l'inconvénient majeur d'exiger la vidange totale de la retenue, voire aussi une certaine difficulté à s'adapter à un approfondissement à cause de la présence de la cuirasse et la carapace latéritique, ce qui va nécessiter d'utiliser des explosifs. Cela pourrait causer des dommages irréversibles à l'ouvrage.

La solution injection d'étanchéité par tubes à manchettes a montré son efficacité au niveau du confortement du barrage Comoé à Moussodougou, qui présente les mêmes natures géologiques que le barrage de la Lobi et elle pourrait être adaptée au contexte du barrage de la Lobi également.

Pour la suite de notre travail nous avons opté pour la solution avec voile d'injection.

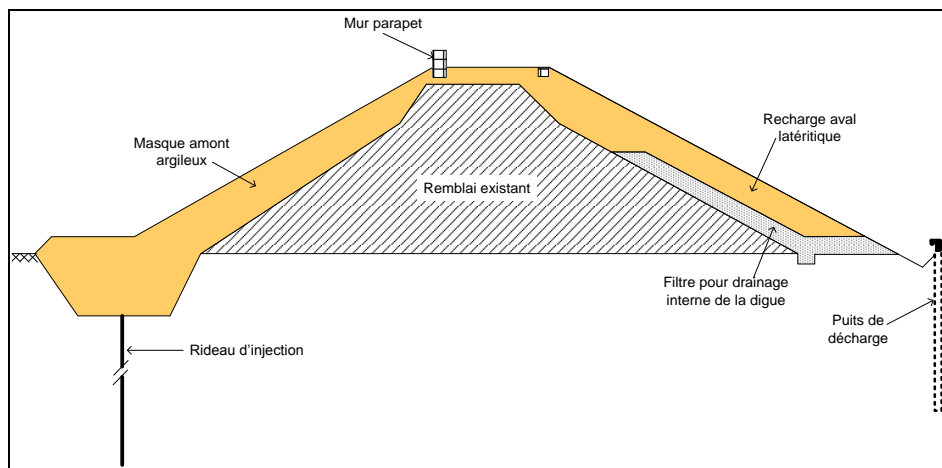


Figure 12 : Principe du confortement de la digue combiné à un voile d'injection d'étanchéité

Il s'agit de la réalisation d'injection d'étanchéité par tube à manchettes raccordée à la tranchée d'ancrage du masque amont pour le traitement de la digue. Cette solution a l'avantage :

- de lutter contre le développement de l'érosion interne dans la fondation du barrage et avoir une seconde ligne de défense représentée par les puits de décharge,
- D'être réalisable sans affecter l'intégrité de l'ouvrage en place par rapport à la coupure par tranchée parafouille amont qui exige l'explosion de la cuirasse dure;
- D'avoir un coût raisonnable compte tenu de la taille modeste du barrage par rapport à la coupure par paroi moulée.

La solution injection d'étanchéité par tubes à manchettes a montré son efficacité au niveau du confortement du barrage Comoé à Moussodougou, qui présente les mêmes natures géologiques que le barrage de la Lobi et elle pourrait être adaptée au contexte du barrage de la Lobi également.

En définitive le principe de confortement de la digue et de sa fondation consiste à :

- **Garantir la stabilité du remblai de la digue en mettant en place un dispositif évitant toute résurgence sur le talus aval et tout risque à long terme d'érosion interne. Pour cela, il est prévu de mettre en place un masque amont en argile comme première ligne de défense et un filtre sur le talus aval, recouvert par un masque aval en matériaux latéritiques comme deuxième ligne de défense.**
- **Traiter la fondation du barrage par :**

Etancher la fondation du barrage et empêcher le développement d'érosion interne dans la fondation en mettant en place un rideau d'étanchéité réalisé par injection aux tubes en manchettes combiné au drainage profond de la fondation par puits de décharge. Le rideau est réalisé au pied amont du barrage et est connecté au masque amont et la ligne de drainage est réalisée au pied aval (voir figure 10).

VI.3 Auscultation et dispositif de suivi du barrage

Etant donné que le système d'auscultation en place, formé de piézomètres sur la crête, le talus aval et au pied du barrage pourrait constituer une gêne pour les travaux de terrassement, il est nécessaire de les démonter et de remplir les trous par un coulis de bentonite.

Une fois le confortement achevé, il est prévu la réalisation du système d'auscultation du barrage.

VI.3.1 Suivi du niveau piézométrique dans la digue et sa fondation

Pour suivre le niveau piézométrique dans la digue et sa fondation, il sera installé de nouveaux piézomètres en crête et au pied aval du barrage. Trois profils auscultés, composés d'un piézomètre en crête, deux sur le talus aval et un au pied de la digue seront mis en place.

VI.3.2 Suivi du niveau d'eau dans la retenue et sur l'évacuateur lors des déversements

Une batterie d'échelles limnimétriques, fabriquée en usine, dominant une hauteur de 10,00 m sera fixée par élément de 2.00 m de hauteur sur le talus amont au droit de l'ouvrage de prise de façon à ce qu'elle soit lisible de la crête de la digue

VI.3.3 Réseau de mesure de déplacements

Il s'agit de mesures de déplacements horizontaux (par alignement) et verticaux – tassements - (par nivellement) du barrage à sa surface au moyen de repères de nivellement topographiques disposés sur le couronnement de la digue et le déversoir.

Les repères de nivellement sont installés en crête du barrage au niveau de l'axe, 01 en rive droite et 04 en rive gauche à tous les 200 m soit au total 5 repères de nivellement.

Les repères de nivellement au niveau de la digue se présentent sous la forme de blocs de béton fabriqués sur place de 0,5 x 0,5 x 0,4 m équipés respectivement d'une barre d'acier de 16 mm de diamètre et de 1,00 m de longueur totale dont 0,50 m dans la digue, ancrée dans le barrage et servant de repère topographique dépassant de 0,01m chaque bloc en béton.

Pour le déversoir, il sera installé une borne repère en bronze sur chaque plot et les murs bajoyers, soit au totale 17 repères de nivellement au niveau du déversoir

VII. Etude de faisabilité des solutions proposées

VII.1 Examen de la possibilité de rehaussement du barrage

Les conclusions du diagnostic des désordres sur le barrage montrent que pour sécuriser définitivement le barrage, il sera nécessaire de réaliser des travaux de confortement qui représentent un investissement important. Pour mieux rentabiliser ces investissements, il a été examiné la possibilité d'augmenter les ressources en eau mobilisées par le barrage par un éventuel rehaussement du déversoir. Les données topographiques du site du barrage militent aussi en faveur du rehaussement du barrage.

VII.1.1 Conditions hydrologiques

L'examen du fonctionnement du réservoir a montré que le barrage déverse pratiquement plus de 3 années sur cinq. Il existe donc des possibilités de mobiliser plus d'eau par un rehaussement du déversoir. Il s'agit de rehausser le niveau du plan d'eau normal (PEN) sans pour autant élever le niveau des PHE.

VII.1.2 Conditions topographiques

Les levés topographiques réalisés lors de cette étude diagnostic ont montré que le terrain continue de monter sur les rives. Le levé au niveau de l'axe du barrage couvre les courbes de niveau 451.50 sur les deux rives.

On peut donc envisager de rehausser le déversoir et aussi la digue tout en garantissant la sécurité hydrologique de l'ouvrage. Toutefois, la superficie inondée par le lac sera régulièrement plus importante.

VII.1.3 Conditions géologiques et géotechniques

Compte tenu des problèmes que connaît le barrage, le rehaussement ne peut être envisagé que dans le cadre d'un projet de confortement de la fondation et de la digue du barrage.

VII.1.4 Apports et remplissage du barrage

En rappel la figure 3 donne l'historique du remplissage de la retenue du barrage depuis 1992. Il ressort clairement une fréquence de remplissage de presque trois années sur cinq. L'apport moyen annuel est de 7.6 millions de m³.

VII.1.5 Caractéristiques de la retenue du barrage

Les courbes caractéristiques de la retenue du barrage de la Lobi sont présentées sur la figure ci-dessous:

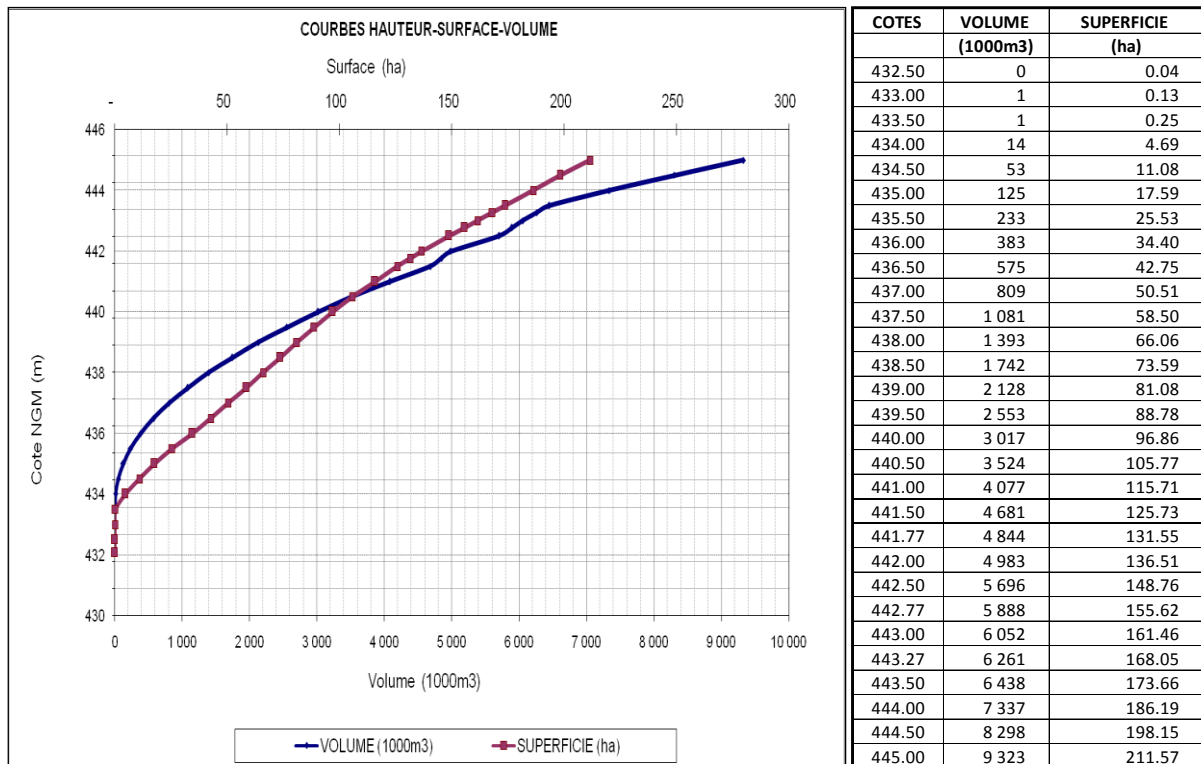


Figure 13: Courbes hauteur volume et hauteur surface de la cuvette du barrage

Si on surélève la crête du déversoir de 50cm, on aura un gain de stockage supplémentaire de 1.5 millions m³.

VII.3 Evacuateur de crue

VII.3.1 Choix et Dimensionnement hydraulique

Justification du choix du type d'évacuateur

a. Conditions topographiques

Le déversoir du barrage est implanté latéralement en rive droite, hors de la digue principale. Au niveau du côté gauche on a une butte avec une cote de crête à 445.53 alors que du côté droit on a une colline dont la cote de crête est au-delà de 453.00. En aval de l'axe du déversoir on a un bassin naturel dont le fond est à la cote 436.63. Le chenal est raccordé à ce bassin.

Cette configuration du site permet de construire un ouvrage latéral robuste pour évacuer aussi bien les crues faibles que les crues extrêmes.

b. Conditions géologiques et géotechniques

Les sondages réalisés dans la zone de l'évacuateur de crue en place n'ont pas atteint le rocher. Les trois sondages réalisés au pied amont du déversoir en place, ont montré que le sol de fondation est constitué de grave argileuse latéritique de 1.00m d'épaisseur en surface et d'argile latéritique jusqu'à 2.00m de profondeur.

c. Conditions hydrauliques

Le site du déversoir, placé en hauteur par rapport au terrain en aval, donne de bonnes conditions d'écoulement des eaux de crues évacuées.

VII.3.2 Type d'évacuateur de crues et structure de l'ouvrage

Le déversoir sera en béton constitué d'un radier en béton armé de 60 cm d'épaisseur et d'un mur déversant de 40 cm d'épaisseur en béton armé dont la crête est hydrauliquement profilée. Le vide sous la nappe déversante sera rempli de béton cyclopéen pour éviter les phénomènes de cavitation et de réduction de débits par instabilité des écoulements dus au vide possible sous la nappe en l'absence d'une bonne aération.

Ce déversoir est moins lourd que le déversoir poids classique et repose sur un radier généralisé qui réduit la pression au sol. Le déversoir est découpé en plot de 5.00 m. les joints sont équipés de lame d'étanchéité de type Waterstop.

VII.3.3 Critères de projet pour le dimensionnement

a) Critères de projet pour la sécurité hydrologique

Le choix des critères de projet pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue du barrage de la Lobi tient compte des analyses qui ont été faites dans le paragraphe précédent. Il y a d'une part, les nécessités économiques et d'autre part, la nécessité de garantir une sécurité suffisante à l'ouvrage pour réduire les risques qu'il représente. Cette approche amène à définir deux crues caractéristiques pour l'ouvrage :

- une crue de projet que le déversoir doit pouvoir évacuer en toute sécurité et sans dégradation quelconque de l'ouvrage ni du lit du fleuve en aval ;
- une crue de sécurité que l'ouvrage doit pouvoir évacuer avec un niveau d'eau au couronnement de la digue sans que cela n'entraîne la rupture de l'ouvrage même si on pourrait constater quelques dégradations sur celui-ci.

b) Crues de dimensionnement de l'évacuateur de crues

- Crue de projet

Les crues de faible fréquence ont été étudiées dans la section hydrologie. La crue centennale de **185 m³/s** a été retenue pour dimensionner l'évacuateur de crue.

- Crue de sécurité

Elle a été évaluée par les courbes enveloppes maximales relevées au niveau des stations météorologiques au Burkina Faso. Elle a pour valeur **Q_s = 350 m³/s**.

VII.3.4 Caractéristique de la retenue et Cote du Plan d'Eau normal et (PEN)

Les données disponibles sur le relevé des niveaux d'eau amont dans le barrage sont entachées d'erreurs, du fait que quelques une des échelles de lecture sont cassées, créant des incertitudes dans les lectures. Il n'a donc pas été possible de faire le bilan du réservoir pour étudier son fonctionnement et optimiser le nouveau calage du Plan d'Eau Normal.

Il a été décidé de rehausser le déversoir de 50 cm. Le niveau du plan d'eau normal passe de 442.77 à 443.27. Le volume de la retenue est donc de **6.26 millions de m³** correspondant à un volume supplémentaire de 1.4 millions de m³, soit environ 30% de ressources en eau supplémentaires. A cette cote la surface inondée dans la cuvette passe de **135.55 à 168.05 ha**.

VII.3.5 Longueur du déversoir

L'approche qui est utilisée est de dimensionner le déversoir avec la crue de projet de 185 m³/s et de le vérifier avec la crue de sécurité de 350 m³/s.

La longueur du déversoir ainsi calculée, est de 75.00 m. Le déversoir aura 5.00m de plus que l'ancien évacuateur de crue.

VII.3.6 Cote des plus hautes eaux (PHE)

Pour évacuer la crue de projet de 185 m³/s avec une longueur de déversoir de 75 m on aura une charge sur le déversoir de 1.15 m. La cote des plus hautes eaux est donc de **444.42**.

VII.3.7 Emplacement

Le déversoir sera placé au niveau du même emplacement en position latérale en rive droite. Compte tenu de la présence de la cuirasse dure au niveau de l'appui gauche sous la monticule et que des travaux de déblais grande masse sont nécessaires pour stabiliser les versants de la colline au niveau de l'appui droit du barrage les 5.00 m supplémentaires du déversoir vont être ajoutés dans cette zone.

VII.3.8 Revanche sur les plus hautes eaux et mur parapet

Compte tenu de la nouvelle cote des plus hautes eaux qui est de 444.42 il a été retenue une revanche de 67 cm sur la cote des Plus Haute Eaux (PHE). La cote de la digue sera donc de 445.09. La lame d'eau totale (revanche totale) sur le déversoir, jusqu'à la crête de la digue est de 1.82 m.

Pour améliorer la sécurité hydrologique du barrage, il est proposé de construire un mur parapet de 50 cm de hauteur sur la crête coté amont de la digue. Au niveau du déversoir le mur parapet est retourné le long du mur bajoyer. En rive gauche, il meurt dans le terrain naturel. La revanche totale, sur les plus hautes eaux en considérant ce mur, sera donc de 2.32 m.

VII.3.9 Conception et dimensionnement du bassin de dissipation

Le dimensionnement hydraulique consiste en la détermination des caractéristiques du bassin pour contrôler le ressaut dans le bassin de dissipation revêtu et restituer des eaux calmes en aval dans la rivière.

Caractéristiques générales

- Cote de calage : 441.77

- Cote Terrain Naturel : 441.77
- Hauteur du déversoir sur le terrain naturel: 1.50 m
- Débit de dimensionnement : 185 m³/s
- Largeur (rive – rive) : 75.00 m.

a) Calcul des différents paramètres du déversoir et du bassin de dissipation

Les calculs du bassin sont faits à l'aide des abaques contenue dans « Design of Small Dams » de l'US Bureau of Reclamation. Les paramètres à calculés sont les suivants : la longueur du bassin de dissipation L_B et la distance L_P entre le voile et le point d'impact des eaux pour la crue du projet.

L_P est fonction de la hauteur du voile Y , de la charge d'eau sur le déversoir H_e , de la hauteur d'eau en aval du déversoir h_d et d'un paramètre adimensionnel D tel que :

$$D = \frac{q^2}{g \times Y^3}$$

Avec : D - nombre adimensionnel

q - débit spécifique (m³/s/m)

g - accélération de la pesanteur

Y - hauteur du voile

L_B est donnée par la formule : $L_B \geq L_p + 2.55 \times Y_c$ Y_c étant la hauteur critique (m).

Les abaques dans « Design of Small Dams » donnent les valeurs suivantes :

$L_P = 4$ m et $L_B = 4.5$ m. Une valeur de $L_B = 4.5$ m a été adoptée.

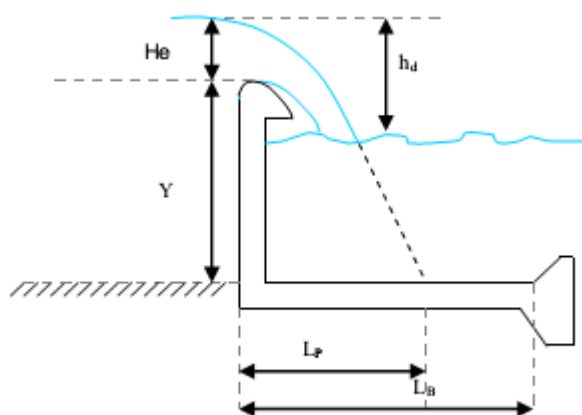


Figure 14 : Schéma explicatif du bassin de dissipation

b) Description du bassin de dissipation

Le bassin de dissipation est constitué d'une dalle en béton armé de 60 cm d'épaisseur qui fait office de radier du mur prolongé par une dalle en béton cyclopéen de 3.5m de longueur et épaisse de 60 cm. En aval, un perré maçonné de 30 cm d'épaisseur prolonge le bassin sur environ 21.25 m pour le raccorder à la protection en perré maçonné déjà sur place.

c) Restitution des eaux et protections en aval du bassin de dissipation

Le diagnostic a montré que l'aval du déversoir a connu des dégradations importantes les années ayant suivies la construction du barrage. Il s'avère donc important de protéger efficacement le chenal en aval du bassin de dissipation, si on veut sécuriser le barrage pour le long terme.

Pour la restitution des eaux en aval, comme évoqué dans le paragraphe précédent, il sera réalisé en aval du bassin de dissipation en béton cyclopéen, une protection en perré maçonné sur 21.25 m pour faire le raccordement avec la partie du chenal revêtue déjà par du perré maçonné. Cette protection concernera aussi les talus du chenal.

Murs bajoyers

Deux murs bajoyers en béton armé seront réalisés de part et d'autre du déversoir pour bloquer le remblai de la digue. Entre le remblai et les murs bajoyers un filtre sera mis en place (à la place des écrans anti renard).

VII.3.10 Stabilisation de l'appui côté droit du déversoir

L'appui côté droit du déversoir est occupé par une colline en terre dont les versants immédiats au déversoir sont abrupts. Pour stabiliser ces terrains, il est prévu de réaliser des travaux de déblai pour adoucir les pentes et mettre en place des protections. La colline sera taillée suivant une pente de 3H/1V et protégée en partie basse par du perré maçonné. Les matériaux issus des travaux de déblais pourront être mis en dépôt pour être utilisés pour les remblais de la digue, étant donné que zone d'emprunt n°1 est située au pied de la colline. Il est ressorti de la synthèse géotechnique des matériaux de construction que ces matériaux conviennent pour le confortement de la digue du barrage. Au démarrage des travaux il sera réalisé prioritairement des essais géotechniques complémentaires sur les matériaux issus des déblais.

VII.4 Traitement de la fondation proposé

Compte tenu de la lithologie de fondation décrite ci-dessus il est proposé deux variantes pour le traitement de la fondation :

- **Travaux légers** : réalisation d'une ligne de puits de décharge au niveau du pied de la digue. Dans ce cas le barrage ne sera pas rehaussé.
- **Travaux lourds + travaux légers**: Réalisation d'un voile d'étanchéité par injection de la fondation par un coulis à travers des tubes à manchettes combiné à un drainage de la fondation par puits de décharge.

A noter que la deuxième variante est une combinaison de deux traitements. On aura ainsi un voile d'injection au pied amont du barrage combinée un drainage de la fondation par des puits de décharge réalisés au pied aval de la digue. Au cas contraire les travaux légers de la première variante seront uniquement réalisés pour drainer la fondation.

VII.4.1 Clé d'étanchéité

Il sera réalisé au pied amont de la digue une clé d'ancrage sur toute la longueur de la digue. La profondeur de cette clé d'étanchéité varie de 2,50m dans la partie centrale à 1,0m sur les rives afin de couper quelques formations de cuirasse latéritique. La largeur au plafond de la tranchée est de 3.50 m et les pentes de ses talus sont de 3V/1H.

VII.4.2 Au niveau de la partie centrale du barrage entre les profils P42+25m à P47

Il sera réalisé dans la partie centrale de la digue entre les profils P42+25m à P47 une tranchée d'ancrage de 2,5m de profondeur à partir du fond du lit mineur.

VII.4.3 Au niveau des rives

Au-delà de la zone centrale la tranchée sera calée :

- en rive droite à 1.50m de profondeur au niveau du profil P51 et à 1.00m en allant jusqu'au déversoir;
- En rive gauche à 1,5m de profondeur au niveau du profil P35 et à 0,70 m au niveau du profil P18+7 m.

En définitive le traitement de la fondation par une clé d'étanchéité sera complété par un voile d'étanchéité par injection aux tubes à manchettes qui sera mis en œuvre à partir du toit de la tranchée.

VII.4.4 Réalisation du voile d'étanchéité et principes généraux

Sous la clé d'ancrage sera réalisé un voile d'étanchéité qui s'étend du profil P36 au profil P53+6m, soit sur une emprise de 556 mètres linéaires. La surface totale à injecter est de l'ordre de **6 500 m²**. Ce voile d'étanchéité qui sera ancré d'un mètre de profondeur dans le rocher sain

aura pour but de traiter les couches de cuirasse et carapace à canalicules, les passes de sable et toute la couche de la dolérite complètement décomposée qui constituent les matériaux de fondation de la digue.

VII.4.5 Drainage profond par puits de décharge

Il s'agit de la mise en place de puits de décharge au pied aval du barrage en terre. En considérant une emprise de la digue avec une lame d'eau au PEN supérieure ou égale à 2.00m, on a 500m à traiter. Cela correspond à une provision de 20 puits de décharge espacés de 25.00m. Les puits seront implantés sur le terrain par séquence en recherchant les zones qui ont le plus d'impact sur le rabattement de la nappe où l'espacement sera resserré.

VII.4.6 Traitement des fondations du déversoir

Les résultats des investigations géotechniques réalisées en mai 2015 ont mis en évidence l'existence de deux types de matériaux dans la zone du déversoir : sous la terre végétale d'une épaisseur moyenne de 30 cm se trouve de la grave argile latéritique ayant une puissance métrique et qui repose sur de l'argile latéritique saprolitique dont l'épaisseur totale n'est pas connue. Cette argile latéritique saprolitique est de même nature que le matériau identifié dans la cuvette à environ 60 m du déversoir en Rive Droite qui est très étanche puisque son coefficient de perméabilité est de l'ordre de 10^{-8} cm/s. Le déversoir sera fondé dans cette couche avec une profondeur d'ancrage de l'ordre de 2.0m à partir du terrain naturel.

VII.4.7 Traitement de l'interface entre remblai et parois de la tranchée amont

L'interface entre les remblais argileux de la clé et les parois où seraient présentent encore des canalicules sous la digue existante sera traitée avec un béton dosé à 300 kg/m³ de ciment.

VII.5 Confortement de la digue

VII.5.1 Principe de la reconstruction

Afin de réhabiliter la digue en place le traitement de confortement suivant est prévu pour l'ouvrage en place.

Compte tenu des problèmes identifiés au niveau du remblai de la digue en place (présence de couches molles, remblai feuilleté, absence de système de drainage interne, perméabilité élevée...) il a été retenu de mettre en place sur toute la digue un masque amont en matériaux argileux de bonnes caractéristiques mécaniques et étanche et une recharge aval en matériaux latéritiques.

VII.5.2 Confortement de la digue existante

Il s'agit de recouvrir la digue en place par un remblai argileux bien compacté avec un talus amont de 3H/1V avec une largeur en crête de 8.0 m.

Le confortement sera fait de la manière suivante :

- Pour le parement amont les remblais seront exécutés par apport de matériaux argileux compactés en redans pour assurer une bonne jonction entre le remblai en place et le nouveau remblai. Le talus en place sera taillé en redans pour chaque couche de remblai. La largeur du pallier de chaque redan correspond à deux fois la hauteur de la couche, Ce masque sera ancré en amont par une tranchée d'étanchéité,
- Pour le talus aval, il sera taillé et il y sera mis en place un filtre de 60 cm d'épaisseur. Ce filtre sera ensuite recouvert par du remblai en latérite graveleuse sur le talus aval de l'ancienne digue au contact avec le nouveau remblai.
- Mis en place d'un tapis filtre horizontal sous le nouveau remblai en prolongement du filtre sur le talus aval.

La largeur totale en crête de la digue confortée sera de 9.00 m y compris les murets de crête amont et aval.

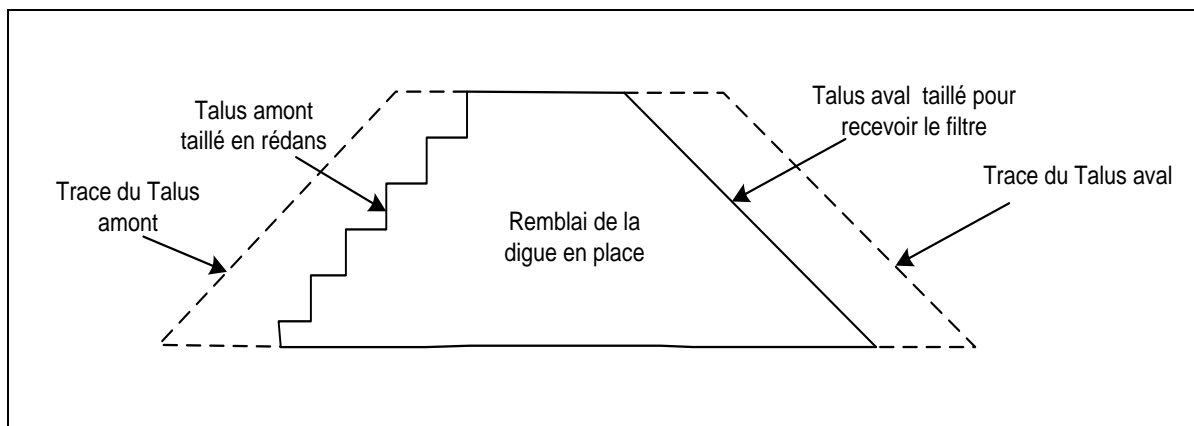


Figure 14: Schéma de l'ancienne digue taillée

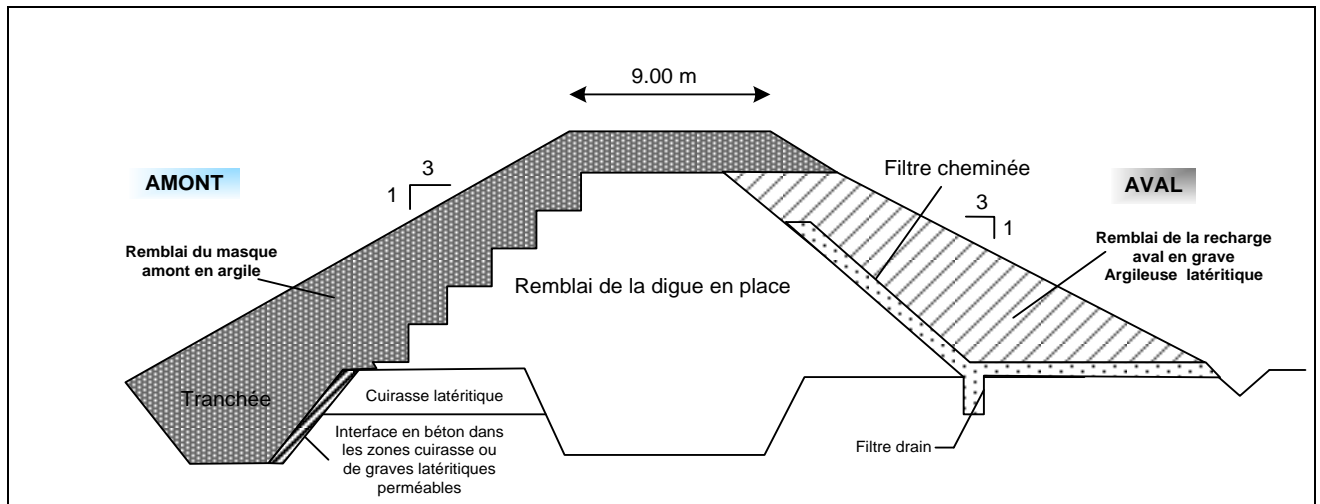


Figure 15: Profil en travers type de la digue confortée

L’interface entre la paroi aval de la nouvelle tranchée et les zones où la cuirasse est poreuse seront traitées au béton pour fermer les vides et les passages où les argiles de la clé peuvent être érodées et transportées.

VII.5.3 Justification du principe du confortement de la digue

Comme traité dans le diagnostic la digue du barrage présente des problèmes liés à la qualité du corps du remblai (remblai feuilleté, présences de couches molles, perméabilité élevé du remblai etc.) et au drainage interne de la digue. Le principe du traitement de la digue tient compte de ces aspects. En outre, le schéma de confortement repose aussi sur le fait que la digue du barrage a subi un phénomène de renard à la première mise en eau, qui a été colmaté de façon provisoire.

Le masque amont, en matériaux argileux, constitue l’organe d’étanchéité de la digue et représente la première ligne de défense contre les écoulements à travers le matériau du remblai.

Le filtre sur le talus aval du remblai en place taillé constitue la seconde ligne de défense au cas où la première barrière (masque amont) s’avérait défailante. Il est prévu pour empêchant le développement des érosions internes dans le corps de la digue en empêchant le transport de matériaux par les eaux de fuites. Enfin il permettra le drainage du corps de la digue.

La recharge aval, en plus d’avoir pour fonction principale de buter et protéger le système drainant aval, apporte du poids supplémentaire à la digue, renforçant ainsi sa stabilité d’ensemble.

VII.5.4 Matériaux de construction disponibles et leurs caractéristiques

Les investigations géotechniques réalisées montrent la disponibilité de matériaux de bonne qualité pour le confortement du barrage.

VII.5.5 Caractéristiques géométriques de la digue

Largeur en crête

Afin d'avoir un nouveau remblai suffisamment épais au-dessus de l'ancienne digue la largeur en crête du barrage sera de 9.00 m, y compris le muret de crête aval et le mur parapet amont, compte tenu du dispositif conçu pour améliorer l'étanchéité et drainer le remblai en place.

Revanche et mur parapet

La détermination de la revanche est fonction du régime des vents, de la qualité de la fondation et des matériaux de la digue.

Il sera retenu une revanche totale de 1.82 m sur le couronnement de la digue et de 2.32 m si on intègre le mur parapet en maçonnerie de 50 cm qui est prévu sur le couronnement côté amont.

Calage du couronnement de la digue

La digue sera rehaussée de 1.00 m pour améliorer la sécurité hydrologique du barrage. Avec une revanche totale sur la crête du déversoir de 1.82 m la cote de couronnement de la digue sera de 445.09.

Pente des talus

La pente du talus amont de la digue a été adoucie pour permettre un bon contact entre l'ancien remblai et le nouveau remblai et aussi pour avoir une couche d'épaisseur suffisante pour le nouveau remblai. La pente adoptée est donc de 3H / 1V pour les talus amont et aval. En outre cette disposition permet d'augmenter la stabilité mécanique de la digue.

Protections des talus

➤ Protections du talus amont

Le talus amont sera protégé en perré maçonné d'une épaisseur de 30 cm dans la bande de marnage des hautes eaux pour éviter leurs dégradations accélérées. En dehors de la zone de marnage la protection se fera en perré simple de 30 cm d'épaisseur sur couche de pose filtrante de 10 cm d'épaisseur. Une butée de pied sera réalisée pour bloquer le perré vis à vis du glissement.

➤ Protections du talus aval

Le talus est protégé par du perré simple actuellement. Le bon état du talus aval du barrage peut être expliqué par la présence de cette protection. Cette protection sera remise en place avec une épaisseur de 30 cm posé sur le remblai nivelé et réglé. Ce type de protection a fait sa preuve sur les petits et les grands barrages. Il est coûteux à l'investissement mais sur le plan de la durée de vie du barrage c'est le meilleur choix économique. Avec ce type de protection les dégradations par ruissellement et par trafics humain et animal deviennent faibles.

Protection de la crête

Le couronnement de la digue sera constitué d'une couche de 30 cm de matériaux graveleux latéritiques damé d'une épaisseur de 30 cm. Il sera aménagé un mur parapet de 1.00 m de haut, dont 0.50m ancré dans le remblai du côté amont construit en maçonnerie de moellons et en aval un muret de crête ancré dans le remblai.

Drainage superficiel de la digue

La digue sera drainée au pied aval par un fossé de pied de section triangulaire remplie de moellons et de gravier qui va récupérer les eaux du tapis filtrant et les eaux qui ruissellent sur le parement aval.

Le couronnement de la digue sera drainé vers l'amont grâce à un aménagement avec une pente de 3%.

Digues de fermeture

Avec le rehaussement de la digue de 1.00m, elle sera prolongée sur les deux rives pour fermer sur le terrain naturel à la cote 445.09.

En rive gauche la longueur supplémentaire de digue est 70.00m, localisée entre P18+6.86m à P24 (début de la digue existante).

En rive droite, la digue sera prolongée pour se raccorder à l'évacuateur de crue au niveau de l'appui gauche. Etant donné que le déversoir et la digue ne sont pas sur le même axe, l'axe du déversoir étant en aval de l'axe de la digue, la digue de raccordement fait un angle de 25° avec l'axe de la digue vers l'aval. Elle aura une longueur de 109.00m. Au niveau de l'appui côté droit la colline sera taillée sur 15.00 mètres et une digue de fermeture sera réalisée.

Les digues de fermetures sont bloquées par les murs bajoyers de part et d'autre du déversoir. Elles auront une pente des talus amont et aval de 2H / 1V. Une tranchée d'ancrage de 0.50 à 1.00m de profondeur sera réalisée sous les digues de fermeture.

Risberme amont

Une risberme amont est prévue dans la partie centrale du barrage entre les profils 41 et 49. Elle aura une largeur en crête de 3.5 m au maximum calé à la cote 436.76. Dans cette partie l'injection d'étanchéité par tube à manchettes sera réalisée à partir de la crête de la risberme.

Traitement du remblai de jonction digues de fermeture – déversoir

Les dispositions constructives entre le remblai de la digue de fermeture et les bajoyers du déversoir consistent en la mise en place de matériaux les plus plastiques à une densité de 100% du Proctor normal et avec une teneur en eau W comprise entre l'optimum et + 2. Le compactage se fera de façon manuelle par couche de 10 à 15 cm au droit du contact. Un filtre d'une épaisseur de 60 cm sera mis en place au contact entre le remblai et les murs bajoyer, contre ces derniers.

VII.5.6 Filtres et drains

Nécessité d'un filtre

Pour le rabattement de la ligne de saturation dans la digue, afin de garder une recharge aval hors d'eau et améliorer la stabilité de la digue, il sera posé un filtre sur le talus de l'ancienne digue au contact avec le nouveau remblai coté aval prolongé par un tapis filtrant sous la recharge aval.

Ce système de drainage couvrira la longueur concernée par le plan d'eau normal. La cote du filtre cheminée est de 443.27, cote du plan d'eau normal.

Dimensions des filtres

Il s'agit de déterminer les caractéristiques du tapis filtre horizontal du point de vue de la nature des matériaux et du point de vue des caractéristiques géométriques. Le tapis filtre doit permettre de collecter les infiltrations dans la digue et une partie des débits d'infiltrations dans la fondation et de les acheminer hors de la digue dans le fossé de pied aval.

Il est retenu une épaisseur de filtre de 0.6m.

Du point de vue des caractéristiques géotechniques, les sables identifiés sont convenables pour les filtres.

VII.5.8 Vérification de la stabilité du barrage

Au regard des caractéristiques des matériaux des zones d'emprunt et de la fondation et vu la taille du barrage, les pentes de talus de 3H/1V sont suffisantes pour garantir la stabilité du barrage sous tous les cas de charges.

VII.6 Ouvrage de prise et de vidange

Le diagnostic de l'ouvrage de prise et de vidange a montré un problème de manque d'étanchéité des vannes et la dégradation du bac aval. La capacité de vidange aussi de l'ouvrage est faible.

VII.6.1 Remplacement des vannes en place

Les vannes en place seront remplacées par de nouvelles vannes, afin de résoudre le problème d'étanchéité.

VII.6.2 Réaménagement des bacs amont et aval

Compte tenu de la mise place des remblais du masque amont et de la recharge aval, les bacs amont et aval de l'ouvrage de prise seront réaménagés.

Il est prévu de construire des bacs en béton armé. Pour le bac amont le mur est calé au niveau de la risberme à la cote 436.76. Un cordon d'encrochement sera mis en place de part et d'autre sur une longueur de 20 m. Quant au bac aval, un bac de type impact sera mis en place. Une plateforme de 6.0m*1.5m est réalisée entre le pied de digue et le bac. Le fossé de pied à ce niveau est dévié de part et d'autre vers le canal de l'ouvrage de prise.

VIII. Recommandations et perspectives

Le présent projet de réhabilitation du barrage de la Lobi, économiquement et techniquement viable, ne devrait pas se limiter à la simple exécution. Pour assurer sa pérennité, il est nécessaire que les parties prenantes élaborent un schéma d'organisation pour le suivi, le contrôle et l'entretien du barrage. Ne dit-on pas dans une très ancienne circulation française (datant de 1927) que la préoccupation essentielle d'un barrage en service doit « de connaître aussitôt que possible tous les incidents qui l'affectent de manière à parer à leurs conséquences dangereuses, de découvrir tous les symptômes d'affaiblissement de manière à prévenir leur aggravation, de vérifier le bon fonctionnement de tous les organes essentiels d'exploitation et de vidange afin de pouvoir compter sur eux au moment où on aura à s'en servir ». (Technique de petits barrage en Afrique sahélienne et équatoriale, P320). Pour y arriver, nous recommandons du côté surveillance les points suivants :

- l'observation visuelle régulière par l'exploitant
- la vérification périodique du bon fonctionnement des organes hydrauliques
- les mesures des instruments d'auscultation
- la tenue à jour du registre de l'ouvrage

- des visites techniques approfondies par la direction de l'eau de la commune

On se disposera d'une méthode de surveillance clairement formalisée dans un document écrit.

Pour l'entretien, on se contentera des travaux les plus courants dès que nécessaire à s'avoir :

- l'entretien des perrés
- le comblement des ravines
- l'enlèvement de la végétation arbustive

Les usagers du barrage ne doivent donc plus se limiter à une exploitation inorganisée de la retenue d'eau.

Une retenue d'eau naît, vie et meurt. Il incombe donc à ses bénéficiaires de faire en sorte qu'avant sa mort elle comble leurs espoirs.

IX. Avant métré et coût des travaux

Une évaluation des quantités des options de confortement a permis d'avoir les coûts des travaux à réaliser. Le devis estimatif a été proposé sur la base des prix unitaires des travaux similaires réalisés dans la zone du projet. Le coût des travaux est estimé selon les variantes dans le tableau ci-dessous :

Tableau 11 : Coûts des travaux de confortement

N°	DESIGNATION	COUT (FCFA)	
		VARIANTE	
1	AMENEE, INSTALLATION DE CHANTIER ET REPLI	160 000 000	
2	TRANCHEE D'ANCRAGE	50 858 026	
3	DIGUE	738 899 396	
4	VOILE D'INJECTION D'ETANCHEITE	509 133 244	
5	OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE	14 787 000	
6	EVACUATEUR DE CRUE ET PROTECTIONS AVAL	171 232 949	
7	PIEZOMETRES ET PUIITS DE DECHARGE	37 711 781	
8	STABILISATION DES VERSANTS DE LA COLLINE AU NIVEAU DE L'APPUI RIVE DROITE	73 600 920	
TOTAL HT-HD		1 756 223 317	
IMPREVUS PHYSIQUES (20%)		351 244 663	
TVA (18%)		379 344 236	
TOTAL GENERAL TTC		2 486 812 217	

XI. CONCLUSION GENERALE

Le présent projet portait sur la reconstruction du barrage de la LOBI. Entrant dans le cadre global de la lutte pour la sécurité alimentaire et l'amélioration des conditions de vie des populations en milieu rural initié par le gouvernement Burkinabé, il va permettre à terme, l'essor socio-économique pour l'ensemble de la commune de Banfora.

Au vu de l'étude, l'ouvrage permettra de stocker plus de 7 millions de mètres cube. Cette capacité pourra satisfaire les besoins humains, animaux, et l'irrigation. L'option de réhabilitation est salubre dans la mesure où les actions ponctuelles ne permettent de résoudre des problèmes mineurs. Malgré le coût assez important, cette action demeure l'une des principales actions pour assurer la pérennité de l'eau au niveau de l'ouvrage. L'action la plus importante a consisté en la mise en place des rideaux d'injection afin de stopper les infiltrations à travers la fondation du barrage et permettre le rehaussement de l'évacuateur de crue en vue d'augmenter la capacité de stockage par rapport à l'ancien évacuateur et à assurer une meilleure stabilité de celui-ci.

Pour sa survie, il appartiendra aux bénéficiaires de s'impliquer dans sa gestion. Les parties prenantes devraient élaborer un schéma d'organisation pour le suivi, le contrôle et l'entretien de l'ouvrage afin d'assurer sa pérennité.

BIBLIOGRAPHIE

CIGB Bulletin N°82: Choix de la crue de projet.

ENGREF ed. 2002. Petits Barrages : Recommandation pour la conception la réalisation et le suivi.

FAO Bulletin N°54.

Ministère de l'Agriculture, de l'Hydraulique et des Ressources Halieutiques (MAHRH)

Secrétariat Général : rapport de Février 2011 ; rapport de Juin 1993.

Technique des barrages en aménagement Rural.

US Bureau of Reclamation 3rd ed. 1987. Design of Small Dams.

18eme congrès de la CIGB-ICOLD, N°2 Novembre 1994. Barrage et réservoir ; les crues de projet de barrage : méthode du Gradex.

ANNEXES

SOMMAIRE

I. Caractéristique du bassin versant	66
Ajustement statistique suivant Gumbel	67
Ajustement statistique à la loi normale (Gauss)	67
II. Calcul hydrologique suivant la méthode ORSTOM	68
III. Caractéristique digue	69
Calcul du fetch	69
Calcul de la revanche.....	70
Calcul du laminage de crue.....	71
Calcul de la largeur en crête	72
Protection de la digue	73
Drain et filtre.....	73
IV. Evacuateur	77
Vérification de la stabilité mécanique	77
V. INSPECTION	82
VI. RESULTAT DES AUSCULTATIONS	84
VII. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF.....	87
VIII. PLANS ET PROFILS.	92

I. Caractéristique du bassin versant

Tableau 12 : caractéristique du Bassin Versant

PARAMETRES DU BASSIN VERSANT		
Paramètres		
Surface (km²)		122.31
Périmètre (km)		52.46
Longueur du rectangle équivalent		
	L (km) =	15.17
Indice global de pente		
	I g(m/km) =	4.90
	H1(5%) =	524.23
	H2(95%) =	449.87
Indice global de pente corrigée		
	Igcorr(m/km) = $[(n-1)*I_g+I_t]/n$ ici n=3 car 5km<Leq<25km	7.03
	(I_t-I_g)*100/ I_t (si <20% I_g ret= I_g ; si >20% I_g ret= I_g corr)	56.59
Longueur cours d'eau principal (km)		21.07
Longueur cours d'eau secondaires(km)		50.99
Différence d'alt le long du cours d'eau Δh		105.00
Pente moyenne		
	h1 =	420.00
	h2=	315.00
	P =	4.98
Pente transversale (m/km)		11.29
Indice de compacité		1.34
Densité de drainage (m/km)		
	Dd =	0.59
Dénivelée spécifique (m)		54.2

Tableau 13 : caractéristique de la courbe hypsométrique

SBV=120.82		
Caractéristique de la courbe hypsométrique		
Cotes (m)	Surface	%Surface
440.00	0.89	99.26
449.87		95.00
460.00	11.33	90.62
480.00	39.45	67.35
500.00	70.47	41.67
520.00	95.23	21.18
540.00	114.02	5.63
542.23		5.00

560.00	120.82	0.00
--------	--------	------

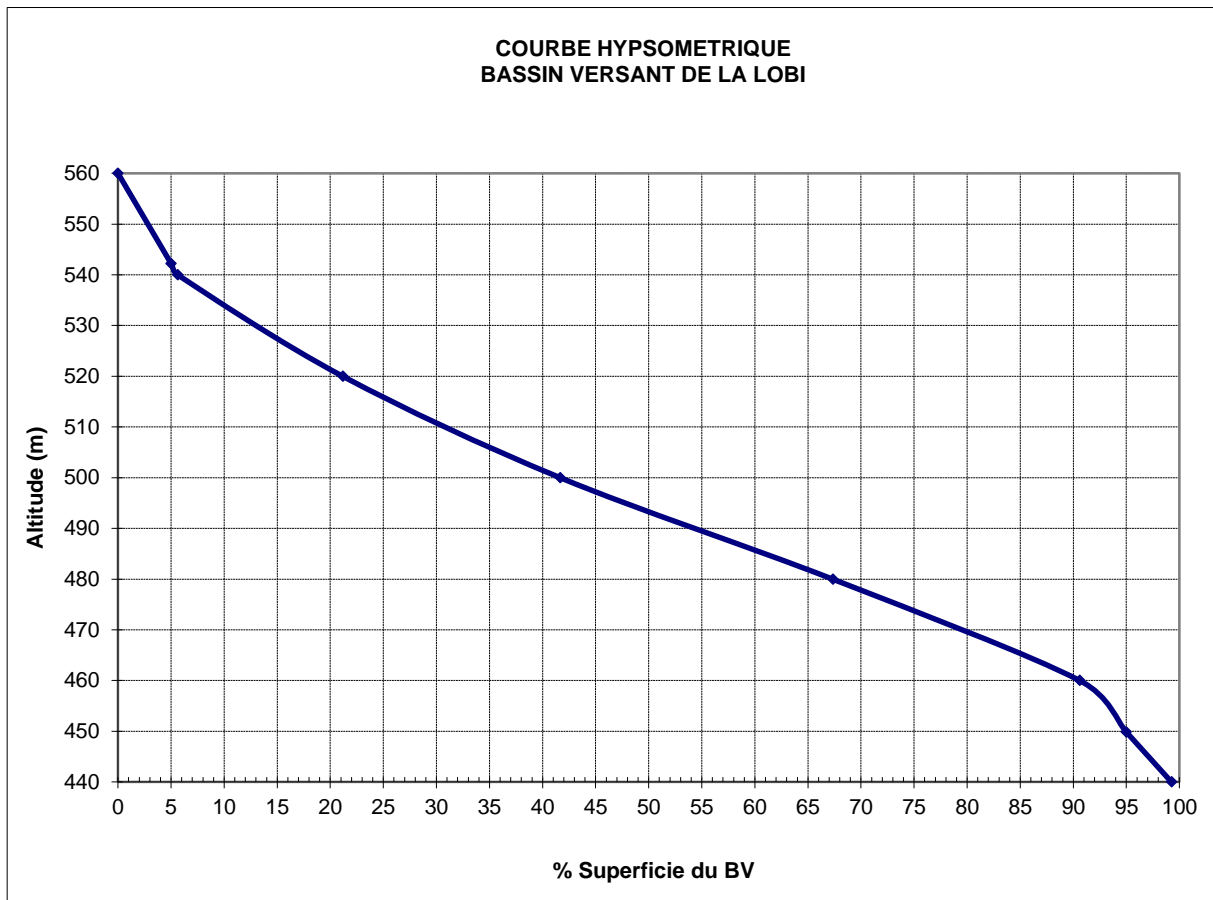


Figure 15: courbe hypsométrique

Ajustement statistique suivant Gumbel

Tableau 14 : résultat de l'ajustement

période de retour T=	100	50	20	10	5	2[ans]
probabilité de non dépassement de Pjmax=	0.99	0.98	0.95	0.9	0.8	0.50[-]
variable réduite de Gumbel=	4.6	3.9	3.0	2.3	1.5	0.4[-]
Pjmax pour période de retour T =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0mm

Ajustement statistique à la loi normale (Gauss)

Tableau 15

ANNEES	PLUIES (mm)	Le (mm)	Ke (%)
Décennale sèche	881.23	21	2.383
Quinquennale sèche	945.01	30.05	3.180
Année médiane	1075.806	65.25	6.065
Quinquennale sèche	1200.14	122.19	10.181
Décennale humide	1274.04	166.46	13.066

II. Calcul hydrologique suivant la méthode ORSTOM

Tableau 16 : résultat de calcul suivant ORSTOM

METHODE ORSTOM	Qr10=	$A \cdot P_{10} \cdot Kr_{10} \cdot \alpha_{10} \cdot S / tb_{10}$
	Pan=	1097.03
	A=	0.76
	P10 (m)=	119.68
	P100 (mm)	224.23
	Kr10=	0.22
	α_{10} =	2.6
	S(km ²) =	122.312
	tb10 (mn)=	$AxS^{0.36} + B = 1317.78$
		21.96 h
	Coefficient majorateur m	1.03
	Q10 r(m3/s) =	82.29
	Q10 (m3/s) = Q10r*m	84.76
	Q100 (m3/s)=	$Q_{10} \cdot C = 182.72$
	C=	$1 + k \cdot (P_{100} - P_{10}) / P_{10} = 2.16$
	k	$((Tb/24)^{0.12}) / Kr_{10} = 2.69$

Tableau 17 : Calcul de la crue de projet suivant la méthode CIEH

METHODE CIEH		
Q10 (m3/s) =	$0.41 \cdot S^{0.425} \cdot kr_{10}^{0.923}$	55.96
	$0.254 \cdot S^{0.462} \cdot I_{gcor}^{0.101} \cdot kr_{10}^{0.976}$	59.48
Q100(m3/s)		128.22

III. Caractéristique digue

Calcul du fetch

Pour le calcul du fetch les données suivantes sont nécessaires :

- La carte du plan d'eau normale ;
- La direction des vents dominants.

Les investigations topographiques et cartographiques nous ont permis d'avoir la carte du plan d'eau normal, et pour la direction des vents dominant, nous avons utilisés la rose des vents de la région des Hauts bassins. Ainsi d'après la méthode de calcul du effective fetch exposé dans « Hydraulics of dams and reservoirs ; Fuat Senturk PhD » :

$$effective\ fetch = \frac{\sum Xi \cos\theta}{\sum \cos\theta}$$

nous avons obtenue :

Tableau 1: calcul du fetch

Tableau 18

Fetch effectif			
	Cosθ	Xi (km)	Xi*cosθ
	0.71	0.633	0.449
	0.77	0.654	0.504
	0.87	0.739	0.643
	0.94	0.781	0.734
	0.98	1.236	1.211
	1	2.000	2.000
	0.98	1.662	1.629
	0.94	1.416	1.331
	0.87	1.450	1.262
	0.77	0.667	0.514
	0.71	0.745	0.529
Total	9.54		10.805

$$effective\ fetch = \frac{10.805}{9.54} = 1.132\ km$$

$$\underline{F = 1.132 \text{ km}}$$

Calcul de la revanche

- Formule de Mallet et Pacquant :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$$

h en mètre et F (fetch) en kilomètre

$$\underline{h = 0.177 \text{ m } h < 0.5 \text{ m } \rightarrow \text{la non applicabilité de la formule de Gaillard}}$$

- Formule de American society of civil engineers :

Pour l'application de cette formule, la vitesse max instantanée des vents et le fetch sont nécessaires. Pour notre étude nous avons utilisé la vitesse max instantanée des vents de Ouagadougou car étant la seul disponible et celle utilisée pour le barrage Samandéni.

Nous obtenons pour :

- $V = 30 \text{ m/s} = 67.1 \text{ mile/h}$ et $F = 1.132 \text{ km} = 0.703 \text{ mile}$
- *si $f < 1 \text{ mile}$* $\rightarrow R = 4 * 0.305 = 1.22 \text{ m}$
- **R = 1.22 m**

- **Formule de Stevenson**

$$\text{pour } F < 18 \text{ km} \rightarrow h = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.36\sqrt[4]{F}$$

$$H = 0.74 \text{ m}$$

$$V_{\text{Gaillard}} = 1.5 + 2h = 3 \text{ m/s}$$

$$R = 0.75h + \frac{V^2}{2g}$$

$$\underline{R = 1.00 \text{ m}}$$

- **Formule de MOLLITOR**

$$\text{pour } f < 30 \text{ km} \rightarrow h = 0.76 + 0.032\sqrt{UF} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

$$\begin{cases} F = 1.132 \text{ km} \\ U = 30 \text{ m/s} \end{cases} \rightarrow h = 0.845 \text{ m}$$

$$\begin{cases} V_{Gaillard} = 1.5 + 2h = 3.19 \text{ m/s} \\ R = 0.75h + V^2/2g \end{cases}$$

$$\mathbf{R = 1.15 \text{ m}}$$

- **Abaque de US Corps of Engineers**

$$\begin{cases} F = 1.132 \text{ km} \\ V = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}} \end{cases} \rightarrow h = 0.75 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} V_{Gaillard} = 1.5 + 2h = 3 \text{ m/s} \\ R = 0.75h + V^2/2g \end{cases}$$

$$\mathbf{R = 1.02 \text{ m}}$$

Pour plus de sécurité nous adoptons :

$$\mathbf{R = 1.15 \text{ m}}$$

Calcul du laminage de crue

Le dimensionnement du déversoir sera fait sur la base de la crue centennale en tenant compte de l'effet de laminage dû à la taille du bassin-versant. Le mécanisme de laminage peut être traduit par l'équation différentielle suivante :

Équation 1 : principe du laminage

$$[Q_c(t) - Q_e(z)]dt = A(z)dz \rightarrow \frac{dz}{dt} = \frac{Q_c(t) - Q_e(z)}{A(z)} = f[t, z(t)]$$

Résoudre cette équation permet de déterminer $Q_{e\max}$ en fonction de $Q_{c\max}$. Mais elle ne peut s'intégrer analytiquement et bon nombres de méthodes sont utilisées pour rapprocher de la solution parmi lesquelles, il y a la méthode basée sur l'équation de continuité :

$$Q_c = Q_e + \frac{\Delta V}{t}$$

$$\Delta V = (Q_c - Q_e)\Delta t \text{ et } \Delta V = A * \Delta h$$

$$\Delta h = \frac{1}{A(Q_c - Q_e)\Delta t}$$

$$\overline{Q_e} = ml\sqrt{2g}\Delta h^{1,5}$$

$$\Delta h = \frac{(\bar{Q}c - ml\sqrt{2g}\Delta h^{1.5})\Delta t}{A}$$

→ la résolution de cette équation se fait par itération sur microsoft excel

Nous obtenons avec L=longueur du déversoir = 75 m et m = 0.45 et PEN = 443.3, la charge au-dessus du déversoir =

$$\mathbf{Hd = 0.4 m}$$

En conclusion nous obtenons une revanche R de 1.15 m ; une charge au-dessus du seuil de 0.4 m ce qui donne une revanche totale de 1.55 m.

La revanche de 1.55 ne permettra pas d'évacuer la crue de sécurité, la charge au-dessus du seuil non pour la crue de projet non laminé donne : $hd = \sqrt[1.5]{\frac{Q}{ml\sqrt{2g}}} = 1$ m ce qui donne une revanche total de 2.15 m, la crue de sécurité donne une charge au-dessus du seuil de $hd = 1.76$ m

La revanche totale initiale du barrage étant de 1.81 m, nous optons de garder cette revanche totale initiale, avec le rehaussement du plan d'eau normal de 50 cm.

Calcul de la largeur en crête

$$\text{Formule de Knappen : } Lc = 1.65\sqrt{E}$$

$$\text{Formule de Preece : } Lc = 1.1\sqrt{E} + 1$$

$$E = \text{hauteur de la digue} = H + Hd + R$$

$$H = \text{hauteur déversoir} = 1.5 \text{ m}$$

$$R + Hd = 1.81 \text{ m}$$

$$E = 3.31 \text{ m}$$

$$Lc = 3 \text{ m ; nous avons opté de prendre } Lc = 9 \text{ m}$$

La largeur en crête initiale du barrage étant de 6 m, la solution de confortement apportera des terres additionnelles à celle existante d'où le passage de largeur de 6 m à 9 m.

Protection de la digue

Dimensionnement des perrés :

- *méthode du Tennessee Valley Authority: $e = CV^2$*

Tableau 19

	c	c	c
Pente talus = 1/3	8s = 2.5	8s = 2.65	8s = 2.8
C =	0.028	0.025	0.023
V(m/s)	3	3	3
E(m)	0.252	0.225	0.207

- *méthode de US Army corps of Engineers:*

Tableau 20

Hauteur des vagues	Epaisseur minimale (m)	D ₅₀ (m)
0.8 m ∈ [0.6 – 1.2 m]	0.45	0.30

Pour l'épaisseur des enrochements nous optons pour 0.25 m minimum au vue de ceux qui existe déjà sur le site.

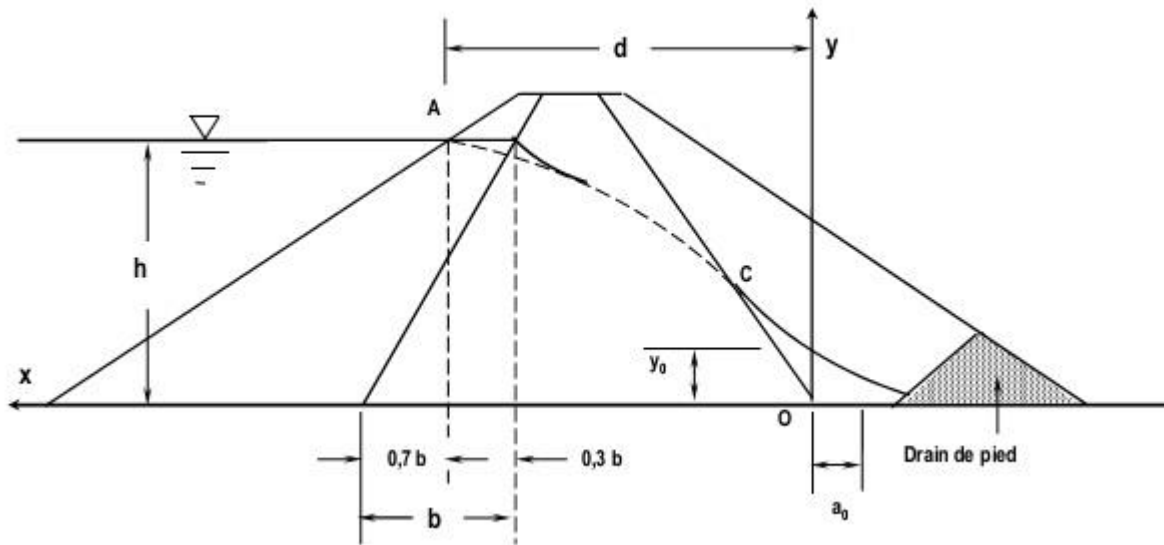
Drain et filtre

Dimensionnement épaisseur des filtres : $e = \frac{2\sqrt{ql}}{Kf}$

- q=débit de fuite
- Kf = perméabilité du filtre
- L=longueur du filtre

Calcul du débit de fuite :

Pour le calcul du débit de fuite nous avons utilisé la méthode basée sur l'équation de KOZENY suivant le principe de charge suivant :



$$q = Kr * Y_0 * \sin \alpha^2$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cotan \alpha^2}$$

$$H = \text{PEN} - \text{cote TN} = 9.95 \text{ m}$$

$$D = 37.425 \text{ m}$$

$$\text{Angle } \alpha = 18.43^\circ$$

$$Kr = 4.33 * 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$Y_0 = 16.162 \text{ m} \rightarrow q = 7 * 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$$

Détermination du coefficient de perméabilité du filtre :

D'après la formule de Hazen sur la perméabilité du sable on déduit que

$$K_f = (D_{10})^2 \text{ avec } D_{10} \text{ en cm et } K_f \text{ en m/s}$$

$$D_{10} = 0.3 \text{ mm} = 0.03 \text{ cm}$$

$$K_f = 0.0009 \text{ m/s}$$

Longueur du filtre :

$$L_f = \text{avec une pente de 3 sur 1 on a } L_f \text{ max} = 3 * 16.5 = 49.5 \text{ m}$$

Epaisseur filtre :

$$E = 2 * \frac{(7 * 10^{-10} * 49.5)^{0.5}}{0.0009}$$

$$E = 0.414 \text{ m} = 41.4 \text{ cm}$$

Nous optons comme épaisseur des filtres 60 cm

Calcul des dépôts solides :

Plusieurs formules existent, nous avons entre autre :

Formule de Fournier ;

Formule de Collet

Formule de Meyer-Peter

Formule de Engelung Hansen

Formule de Wishmeir et Smith

Formule de Gottschalk

Formule de EIER-CIEH (Gresillon)

Nous appliquerons la méthode de H.CARAMBIRI, basé sur des modélisations dans la zone de Loumbila :

$$D = 700 * \left(\frac{P}{100}\right)^{-2.2}$$

$$V = D * S$$

D = dégradation spécifique en m³/km²/an

S = surface bassin en km²

V = volume annuel de dépôt solide (m³/an)

P = pluie moyenne annuelle

$$D = 6\,160 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$V = 751\,520 \text{ m}^3/\text{an}$$

Calcul des pertes par évaporation :

<u>Evapotranspiration mensuelle moyenne pour la station de Banfora</u>												
Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
ETP (mm)	212	208	209	147	151	142	126	111	127	149	157	184
Total (mm)	1923											

IV. Evacuateur

Vérification de la stabilité mécanique

Schéma de principe des efforts :

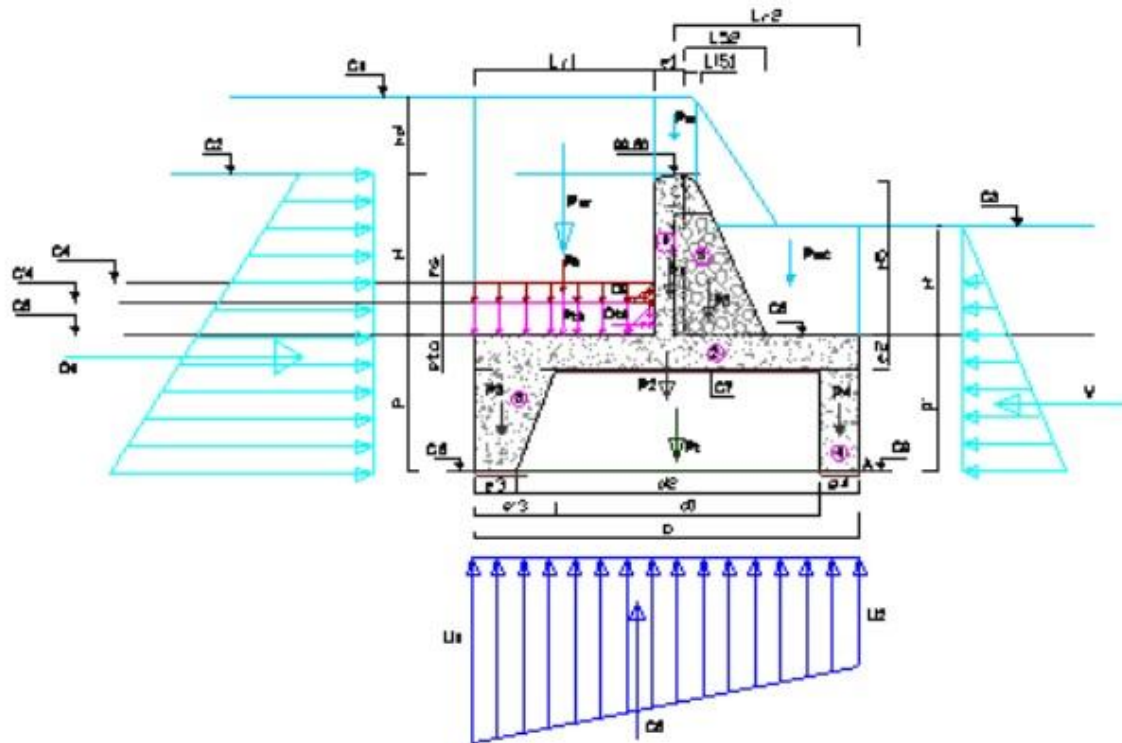


Tableau 21

Calcul de la stabilité de l'évacuateur de crues du Barrage de LOBI			
Tableau récapitulatif des résultats selon le cas de charge			
	COTE	COTE	COTE CRUE
	AU PEN	AU PHE	DE SECURITE
Hypothèses de calcul			
Poids volumique du béton: Y_b (KN/m ³)	24.00		
Poids volumique de la terre: Y_t (KN/m ³)	21.00		
Poids volumique déjaugé de la terre: Y_{td} (KN/m ³) = $Y_t - Y_w$	11.00		
Poids volumique des sédiments: Y'_t (KN/m ³)	11.00		
Poids volumique de l'eau: Y_w (KN/m ³)	10.00		
Angle de frottement interne des terres φ (°)	25.00		
$\text{tg}\varphi$	0.47		
cohésion des terres C (Kpa)	10.00		
Cotes au niveau du déversoir			
Cote crue de sécurité:			445.09
Cote des Plus Hautes Eaux(PHE): c_1		444.59	
Cote du seuil déversant: c_2	443.27	443.27	443.27
Cote de la ligne d'eau dans le bassin: c_3 =		442.27	443.00

Cote du Terrain Naturel TN:c5	441.77		
Cote du fond du bassin de dissipation: c6	441.77		
cote assise du seuil: c7	441.17		
Cote fond de la parafouille amont: c8	439.27		
Cote fond de la parafouille aval: c9	439.27		
Inventaires des efforts			
P ₁ (KN): poids du seuil		P _{wc} (KN): poids de l'eau sur le radier aval	
P ₂ (KN):poids du radier		P _t (KN): poids des terres sous le seuil	
P ₃ : (KN): poids de la parafouille amont		P _{ta} (KN): poids du tapis sur le radier amont	
P ₄ (KN): poids parafouille aval		P _s (KN): poids des sédiments sur le radier amont	
P _w (KN): poids de la lame d'eau déversante		Q ₁ (KN):poussée des eaux sur la face amont	
U(KN): sous-pression hydrostatiques		Q ₂ (KN): poussée des sédiments sur la face amont	
P' _w (KN): poids de l'eau sur le radier amont		Q _{ta} (KN): poussée du tapis sur la face amont	
		V(KN): poussée des eaux sur la face aval	
Intensités des efforts			
Total général des moments stabulissants	16 250.22	25 772.63	28 179.67
Total général des moments renversants	8 296.66	15 026.87	17 530.34
Total des forces verticales	4 736.33	4 712.53	4 709.03
Total des forces horizontales	1 494.33	1 271.41	1 257.73
	COTE	COTE	COTE CRUE

	AU PEN	AU PHE	DE SECURITE
Sécurité au renversement			
Facteur de sécurité au renversement	1.96	1.72	1.61
Sécurité au glissement			
Facteur de sécurité au glissement			
Avec prise en compte de la cohésion	1.98	2.32	2.34
Sans prise en compte de la cohésion	1.48	1.73	1.74
Excentricité $e(m)=$	2.07	1.47	1.49
la zone du tiers central $b/6(m) =$	1.25	1.25	1.25
Contraintes normales			
à l'amont			
$n_{Am}(KN/m^2)=N*(1-6*e/b)/b=$	-41.46	-11.05	-11.98
a l'aval			
$n_{Av}(KN/m^2)=N*(1+6*e/b)/b=$	167.77	136.71	137.56
Stabilité au poinçonnement			
contrainte admissible			
$\sigma_{adm}(KN/m^2)=$	168.95	168.95	168.95
$\sigma_{ref}=$	188.03	137.78	138.82
Sécurité à la flotation			
Facteur de sécurité à la flotation	44.22	18.14	15.05

--	--	--	--	--

V. INSPECTION



Photos 1 et 2 : Présence d'herbes au pied du talus et Présence d'arbustes et d'herbes sur le talus amont

Photos 2 et 6 : Développement d'une fissure longitudinale sur le muret de crête côté aval et Présence de zones de dépression et d'herbes sur le couronnement de la digue



Photo 3 et 8 : Escalier d'accès et descente d'eau sur le talus aval et Présence d'herbes sur le talus aval



Photos 4: Ouvrage de prise constitué de deux vannes et bassins de pisciculture



Photos 5: batardeau et muret inexistant à l'extrême au centre et basting détériorés et muret fissuré et déformé



Photos 6 : perré maçonné inexistant à l'extrême rive gauche et perré maçonné dégradé au pied du batardeau



Photos 7: Deux rangées de blocs chicanes suivies d'un vide où se développent une végétation herbacée et des arbres



Photos 8: Piézomètres PZL05, PZL06, PZL07 et PZL08 et le Piézomètre PZL04 artésien

VI. RESULTAT DES AUSCULTATIONS

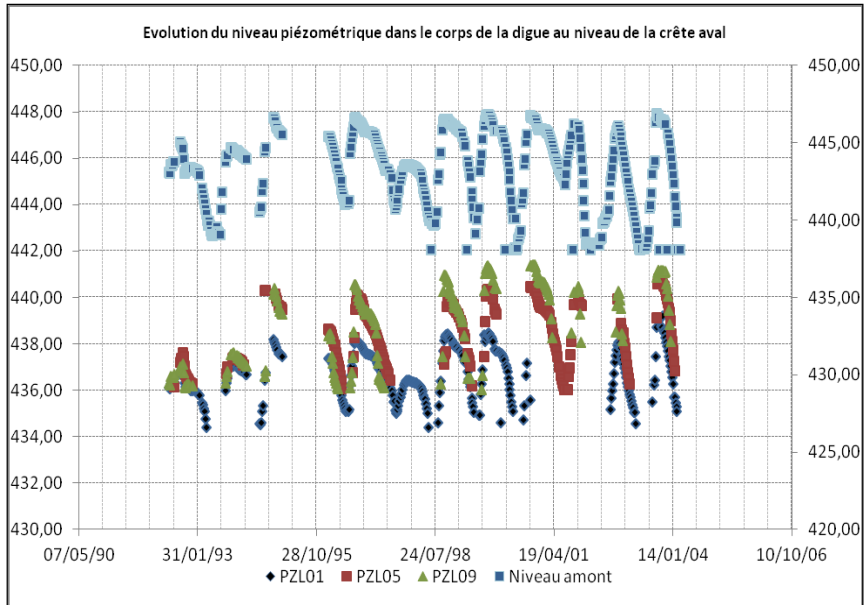


Figure 16: Evolution du niveau piézométrique dans la partie centrale du corps de digue

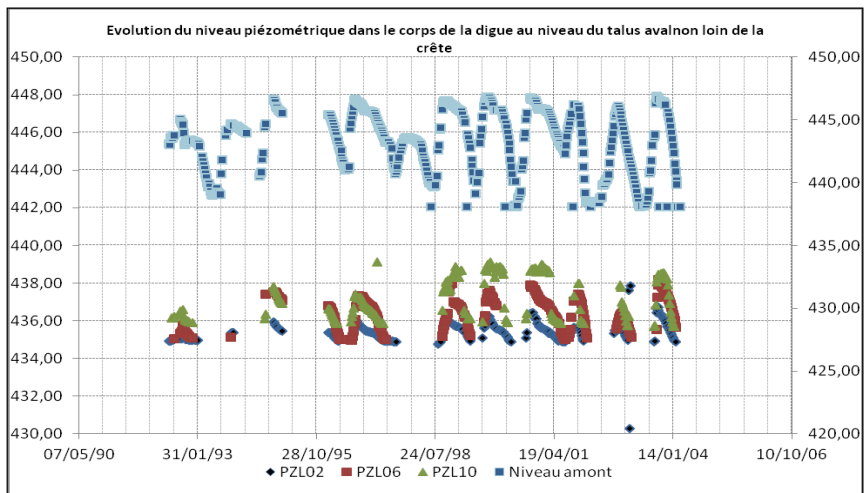


Figure 17: Evolution du niveau piézométrique dans la partie avale du corps de digue

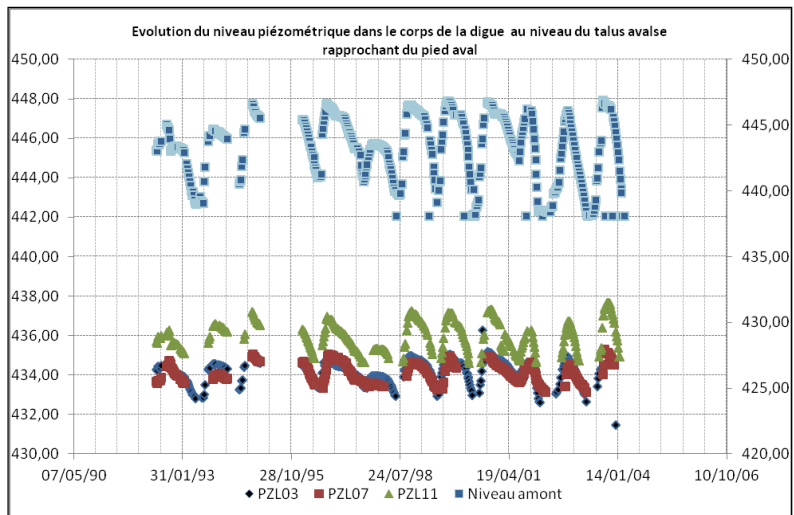


Figure 18: évolution du niveau piézométrique au pied aval de la digue

L'évolution des niveaux piézométriques observés de 1992 à 2004 dans le corps de digue au niveau des profils auscultés P38 et P48 est présentée dans les figures suivantes

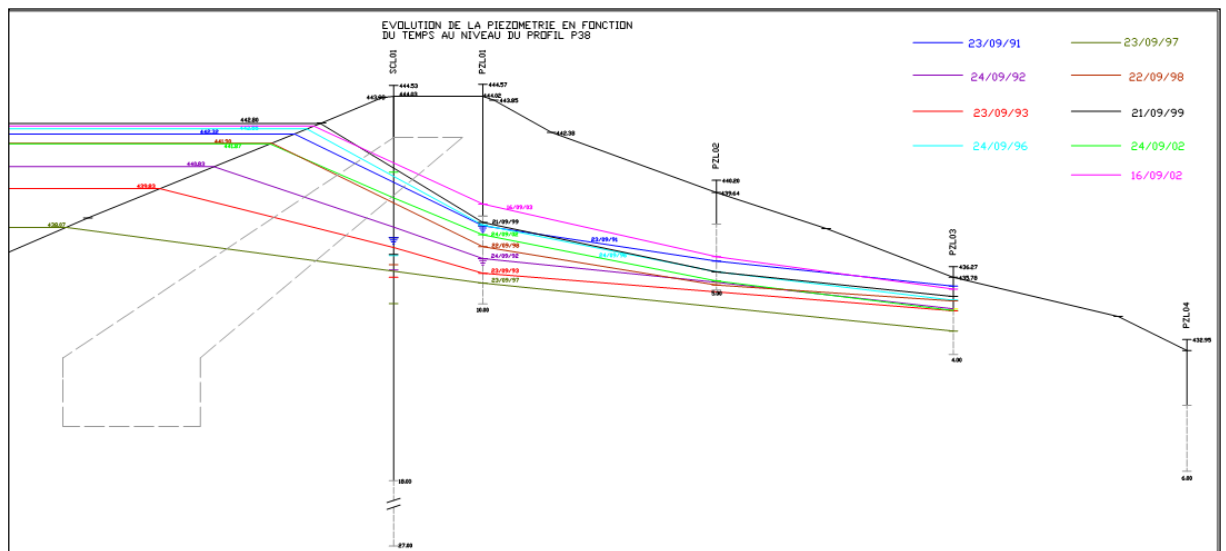


Figure 19: évolution des niveaux piézométriques observés de 1992 à 2004 dans le corps de digue au niveau du profil P38

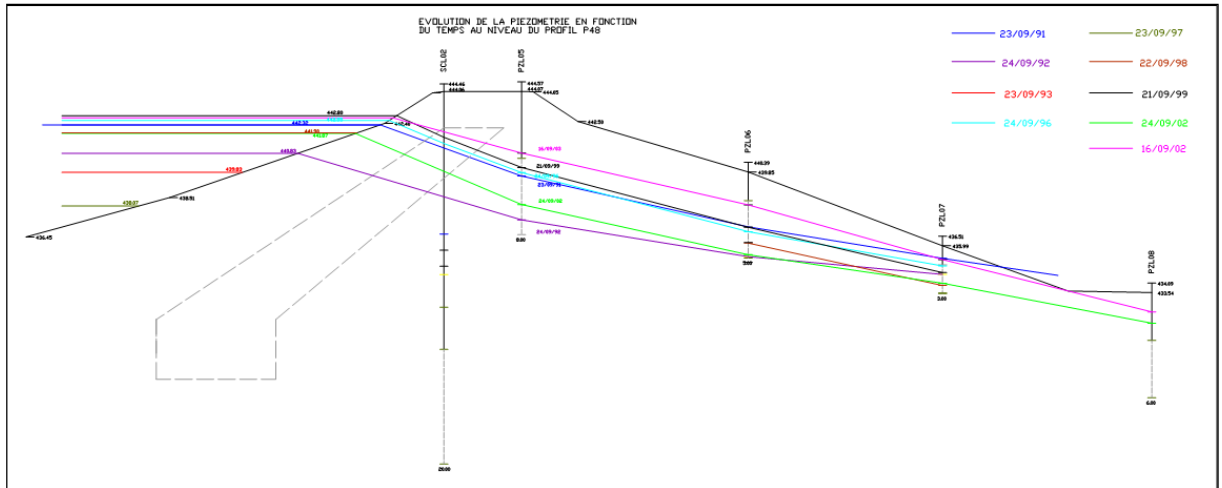


Figure 20: évolution des niveaux piézométriques observés de 1992 à 2004 dans le corps de digue au niveau du profil P48

VII. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

ETUDE DIAGNOSTIQUE ET DE REHABILITATION DU BARRAGE DE LA LOBI

DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX DE REHABILITATION

N°PRIX	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRES	PRIX TOTAL
1	AMENEE, INSTALLATION DE CHANTIER ET REPLI			FCFA	FCFA
1.1	Amenée et repli	ff	1.00	60 000 000	60 000 000
1.2	Installation de chantier (base vie, bureaux, laboratoire et ateliers en matériau définitif, construction d'une piste d'accès, déviations ...)	ff	1.00	100 000 000	100 000 000
	Sous total 1				160 000 000
2	TRANCHEE D'ANCRAGE				
2.1.1	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m ³	5 955.59	3 600	21 440 116
2.1.2	Plus value au prix 2.1.1 pour déblai en terrain rocheux (cuirasse latéritique quasi rocheuse)	m ³		PM	
2.1.3	Remblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m ³	5 955.59	4 100	24 417 910
2.1.4	Béton pour le traitement de l'interface entre les remblais de la clé et les zones poreuses	FF	1.00	5 000 000	5 000 000
	Sous total 3				50 858 026
3	DIGUE				
3.1	Travaux de déblai de la digue existante et de démontage du perré				
3.1.1	Décapage des parties superficielles du remblai de la digue existant	m ³	17 000.00	1 000	17 000 000
3.1.2	Démontage de la protection en perré maçonné du talus amont et mise en dépôt	m ²	10 328.10	2 500	25 820 244
3.1.3	Démontage de la protection en perré sec du talus aval et mise en dépôt	m ²	7 746.07	2 000	15 492 147
	Sous total 2.1				58 312 391
3.2	Reconstruction de la digue				
3.2.1	Déblai aux engins pour fossé de pied aval et butée amont	m ³	4 239.14	3 600	15 260 891
3.2.2	Remblai argileux compacté aux engins pour le masque amont de la digue et les digues de fermeture	m ³	46 290.60	5 000	231 453 012
3.2.3	Remblai en latérite graveleuse pour recharge aval	m ³	22 223.16	5 000	111 115 793
3.2.4	Couche de pose filtrante sous perré sec sur le talus amont	m ³	1 859.58	4 000	7 438 315

3.2.5	Enrochements à la main pour butée de pied amont et drain de pied aval	m ³	1 028.09	8 500	8 738 790
3.2.6	Maçonnerie de moellons pour muret de crête aval	m ³	197.50	60 000	11 850 000
3.2.7	Maçonnerie de moellons pour mur parapet	m ³	398.50	60 000	23 910 000
3.2.8	Perré maçonné pour protection du talus amont dans la zone de marnage (PEN±0.5m)	m ²	748.28	15 000	11 224 130
3.2.9	Perré sec pour protection du parement amont avec fourniture de moellons	m ²	2 214.84	6 000	13 289 064
3.2.10	Perré sec pour protection du parement aval avec fourniture de moellons	m ²	7 291.12	6 000	43 746 718
3.2.11	Perré sec pour protection des parements amont et aval à partir des moellons mis en dépôt provisoire	m ²	18 074.17	4 000	72 296 684
3.2.12	Déblai à la main à travers le remblai pour mur parapet, muret de crête aval	m ³	395.88	3 000	1 187 625
3.2.13	Matériaux pour filtre calibré	m ³	7 513.10	15 000	112 696 470
3.2.14	Remblai latéritique pour couche de couronnement	m ³	1 896.00	4 000	7 584 000
3.2.15	Matériau (gravier 5/25) pour couche de transition sous perré de la protection aval (épaisseur = 15 cm) sous le niveau d'eau aval	m ³	703.64	12 500	8 795 513
	Sous total 2.2				680 587 005
	Sous total 2				738 899 396
4	VOILE D'INJECTION D'ETANCHEITE				
4.1	Forages pour injection	ml	4 936	47 229.00	233 111 739
4.2	Tube à manchettes	ml	4 936	19 022.00	93 888 321
4.3	Injection du coulis d'étanchement	m ³	542.94	75 435.00	40 956 324
4.4	Injection du coulis de gaine	m ³	173	75 435.00	13 036 577
4.5	Ciment pour coulis d'injection et coulis de gaine	tonne	538	141 031.00	75 833 806
4.6	Adjuvant super-plastifiant, anti-essorant pour produits d'injection	kg	4 609	9 183.40	42 328 595
4.7	Bentonite pour coulis d'injection	t	9	1 155 000.00	9 977 883
	Sous total 4				509 133 244
5	OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE				
5.1	Déblais manuels et démolition des bacs existant	FF	1.00	500 000	500 000
5.2	Béton de propreté dosé à 150kg/m ³	m ³	1.03	56 000	57 400
5.3	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour bacs	m ³	20.00	150 000	3 000 000
5.4	Maçonnerie de moellons pour marches de l'escalier et protection autour	m ³	17.16	60 000	1 029 600

5.5	Crépine D 700mm	u	1.00	500 000	500 000
5.6	Vanne robinet diamètre 400 mm	u	2.00	3 600 000	7 200 000
5.7	Grille pour entrée bac d'admission de la prise	u	1.00	400 000	400 000
5.8	Caillibotis posé sur cornière pour bacs amont et aval	m ²	14.00	150 000	2 100 000
Sous total 5					14 787 000
6 EVACUATEUR DE CRUE ET PROTECTIONS AVAL					
6.1	Débroussaillage et décapage de l'emprise du déversoir (mini-20 cm)	m ²	1 050.00	350	367 500
6.2	Démolition ancien déversoir, du bassin de dissipation en perré maçonné et des murs bajoyers	ff	1.00	7 500 000	7 500 000
6.3	Déblais aux engins pour seuil, bassin de dissipation et enrochement	m ³	461.40	3 600	1 661 049
6.4	Déblai manuel pour seuil, bassin de dissipation et enrochement	m ³	340.59	4 000	1 362 375
6.5	Perré maçonné pour protection aval (ép=30 cm)	m ³	1 047.00	15 000	15 705 000
6.6	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour fondations du seuil et des bajoyers	m ³	674.50	110 000	74 194 890
6.7	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour seuil déversant et bajoyers	m ³	135.02	150 000	20 253 300
6.8	Béton de propreté dosé à 150kg/m ³	m ³	32.20	50 000	1 609 995
6.9	Béton cyclopéen dosé à 250kg/m ³	m ³	279.62	100 000	27 961 500
6.10	Joints Water stop	ml	383.28	48 000	18 397 440
6.11	Barbacanes de diamètre 40	ml	87.04	10 000	870 400
6.12	Filtre sous bassin de dissipation (ép=20cm)	m ³	25.50	24 500	624 750
6.13	Filtre sous bassin de dissipation (ép=20cm)	m ³	25.50	24 500	624 750
6.14	Géotextile 200g/m ²	m ²	20.00	5 000	100 000
Sous total 6					171 232 949
7 PIEZOMETRES ET PUIXS DE DECHARGE					
7.1	Piézomètres sur la crete, sur le talus et au niveau de la zone aval	U	15.00	1 174 399	17 615 981
7.2	Puits de décharge au pied aval	U	20.00	847 290	16 945 800
7.3	Echelles limnimétriques (élément de 2.00m)	U	5.00	250 000	1 250 000
7.4	Repères de nivellement sur la digue	U	5.00	40 000	200 000
7.5	Borne repère en bronze sur l'évacuateur et murs bajoyers	U	17.00	100 000	1 700 000
Sous total 7					37 711 781

8	STABILISATION DES VERSANTS DE LA COLLINE AU NIVEAU DE L'APPUI RIVE DROITE				
8.1	Déblai grand masse aux engins en terrain meuble	m ³	15 000.00	3 600.00	54 000 000
8.2	Perré sec pour protection du versant taillé de la colline (épaisseur 30 cm)	m ²	3 266.82	6 000.00	19 600 920
	Sous total 8				73 600 920
	TOTAL HT-HD				1 756 223 317
	IMPREVUS PHYSIQUES (20%)				351 244 663
	TVA (18%)				379 344 236
	TOTAL GENERAL TTC				2 486 812 217

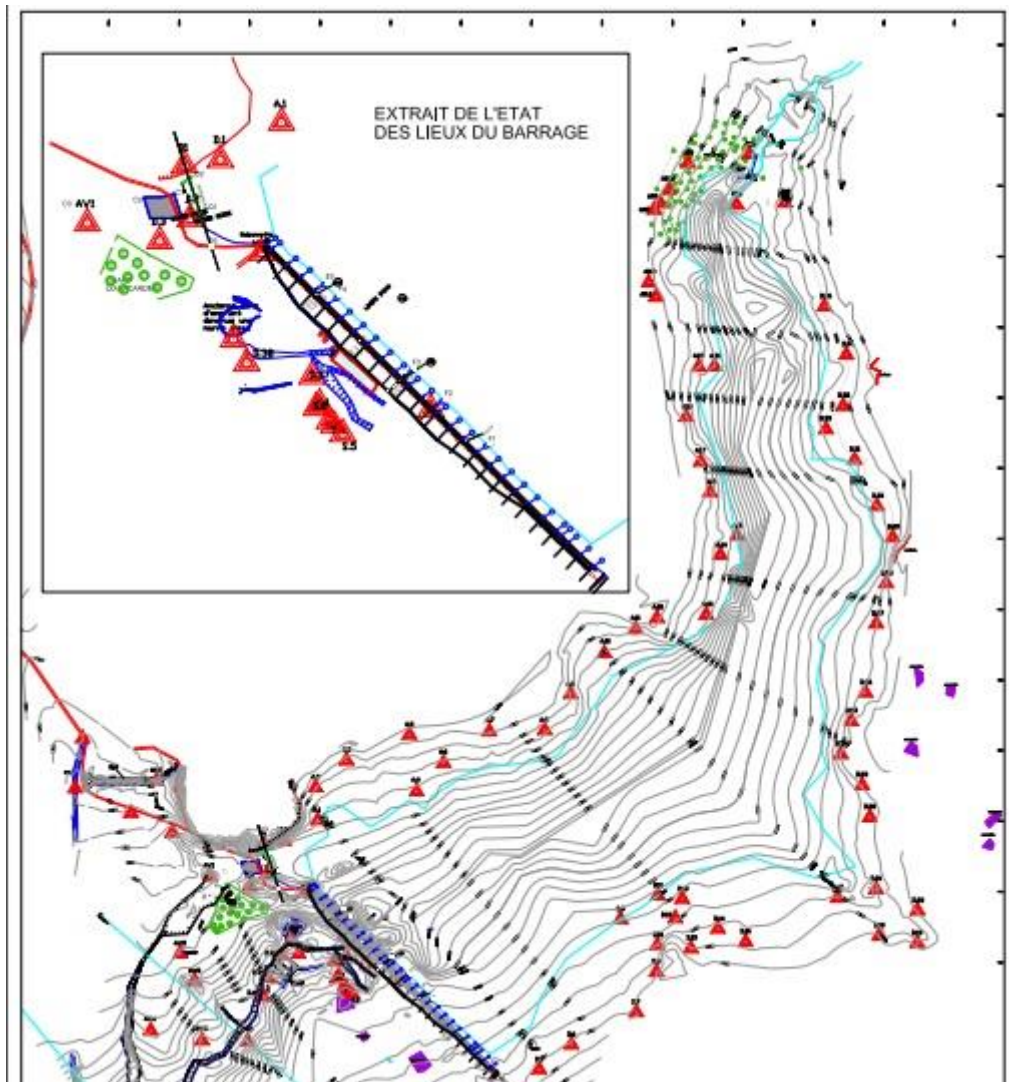
VIII. PLANS ET PROFILS.

ETAT DES LIEUX

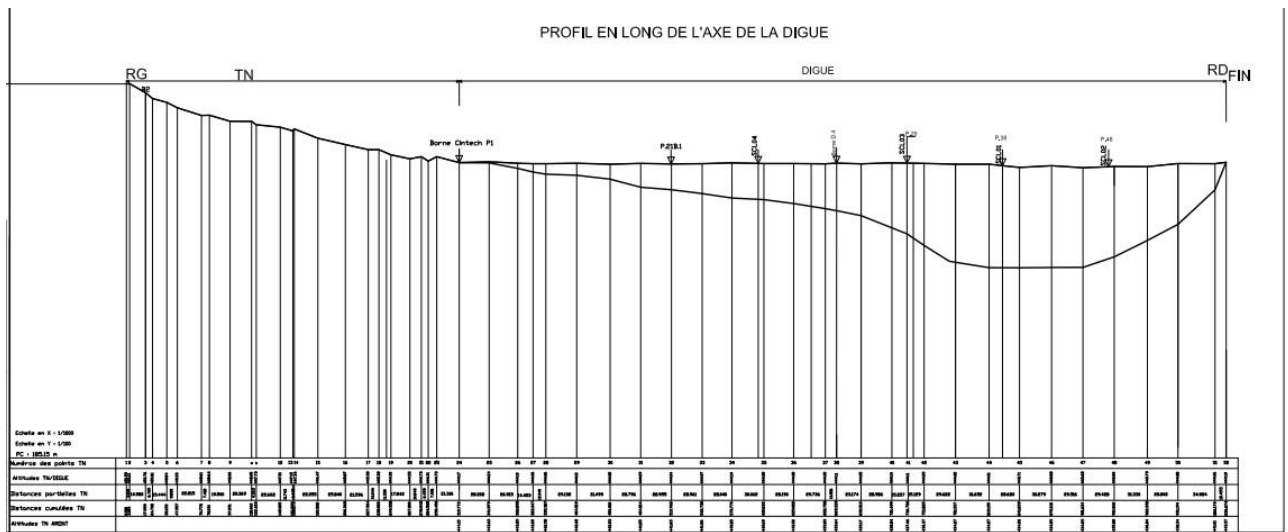
- E1 - Plan de masse (Vue en plan)
- E2 - Profil en long de la digue
- E3 - Profil en long du déversoir
- E4 (E41 à E48 - Profils en travers brutes.

PROJET

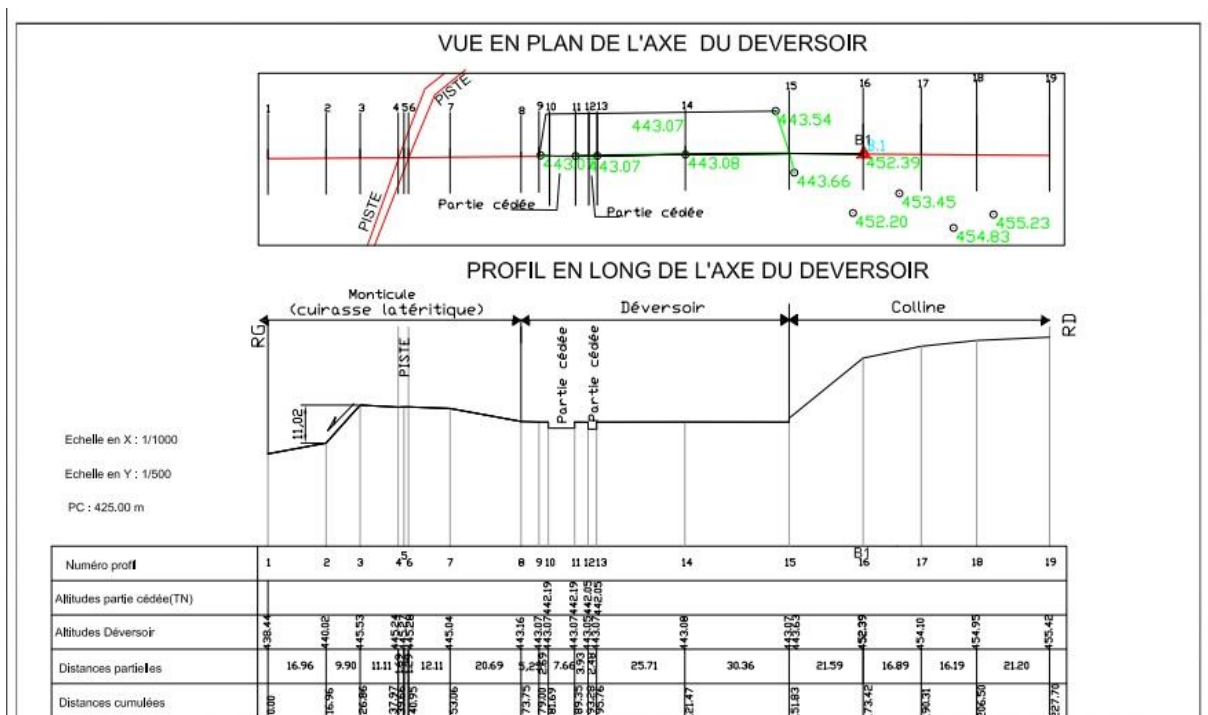
- P1 - Plan de masse (vue en plan de la digue et du déversoir)
- P2 - Coupe géologique du barrage
- P3.1 - Vue en plan du déversoir et chenal aval, coupe longitudinale et les détails
- P3.2 - Coupe AA du déversoir ET DETAILS
- P3.3 - Coupes du mur bajoyer
- P4.1 à P4.4 - Profils en travers types de la digue
- P5.1 à P5.18 - Cahier des profils en travers du barrage rehaussé



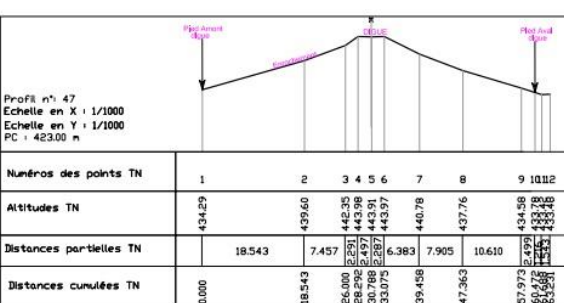
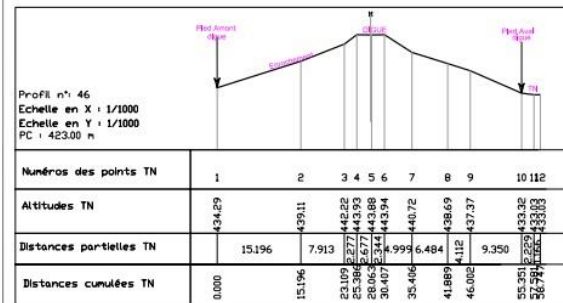
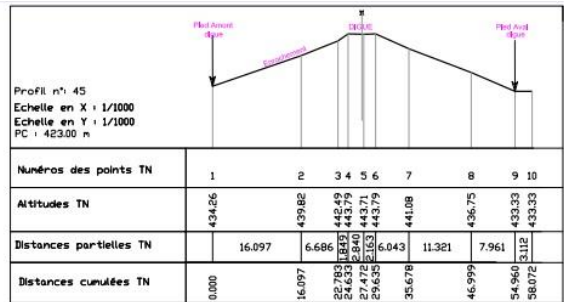
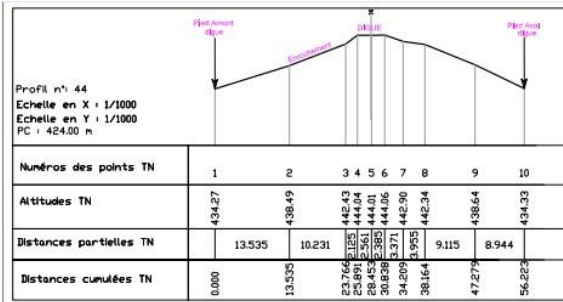
E1 - Plan de masse (Vue en plan)



E2 - Profil en long de la digue



E3 - Profil en long du déversoir



E4 (E41 à E48 - Profils en travers brutes

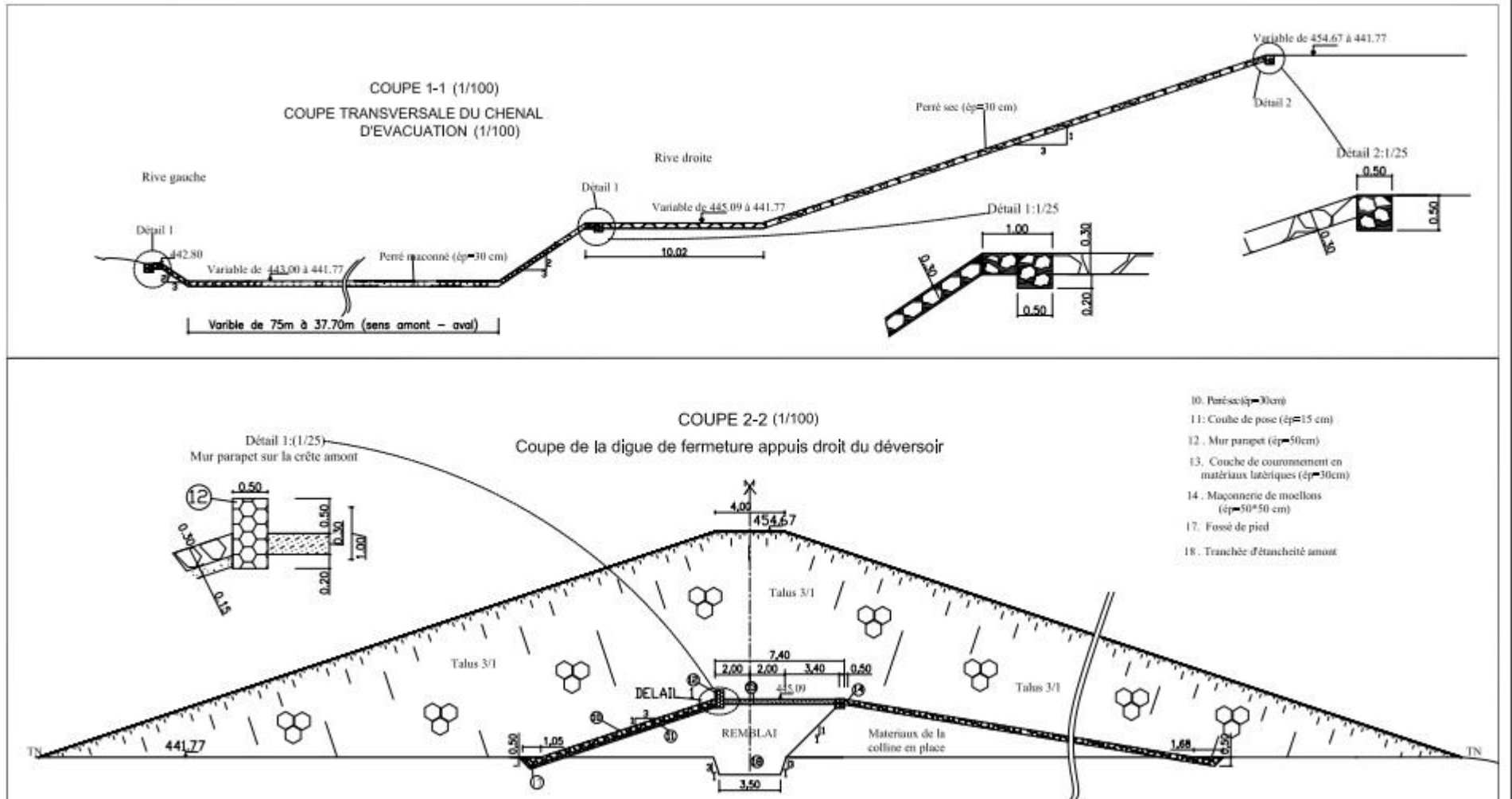
**DEVERSOIR
COUPES DES MURS BAJOYERS
(E: 1/25)**

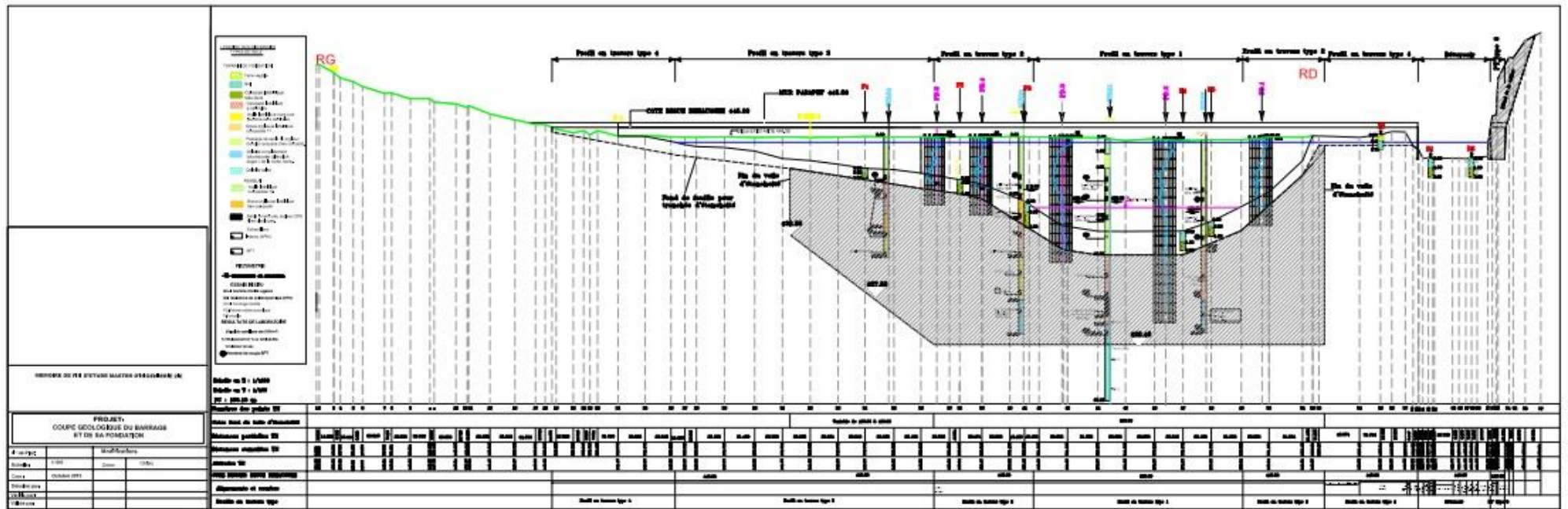
Coupe B-B

Coupe C-C

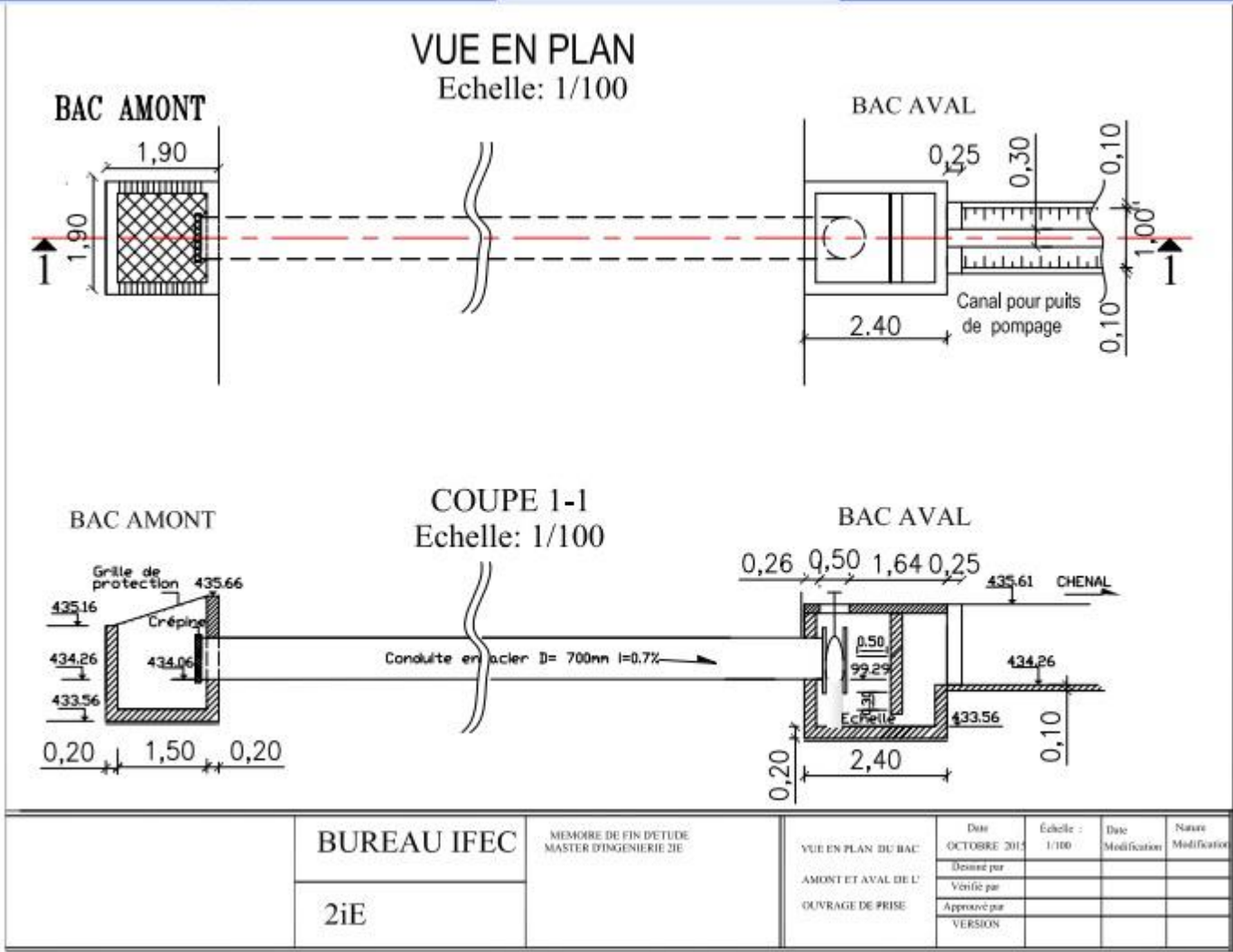
Coupe D-D

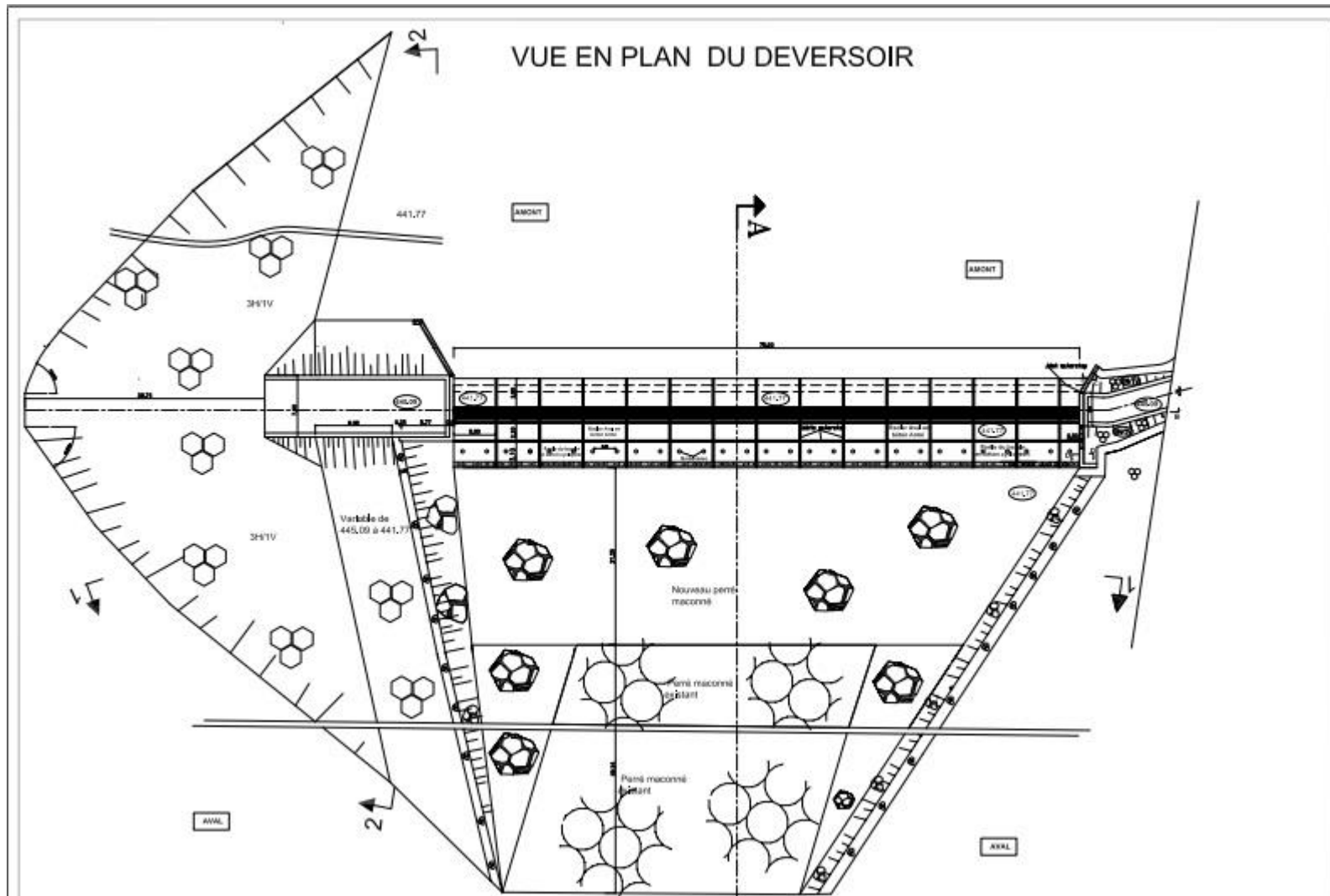
	21E		MEMOIRE DE FIN D'ETUDE MASTER D'INGENIERIE 21E	PROJET:	Date	Echelle :	Date	Nature
				PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE (TYPE IV) ET LE DEVERSOIR DES COUPES DES MURS BAJOYERS	OCTOBRE 2015	1/100	Modification	Modification
				Dessiné par				
				Vérifié par				
				Approuvé par				
				VERSION				
				PLAN N° :				

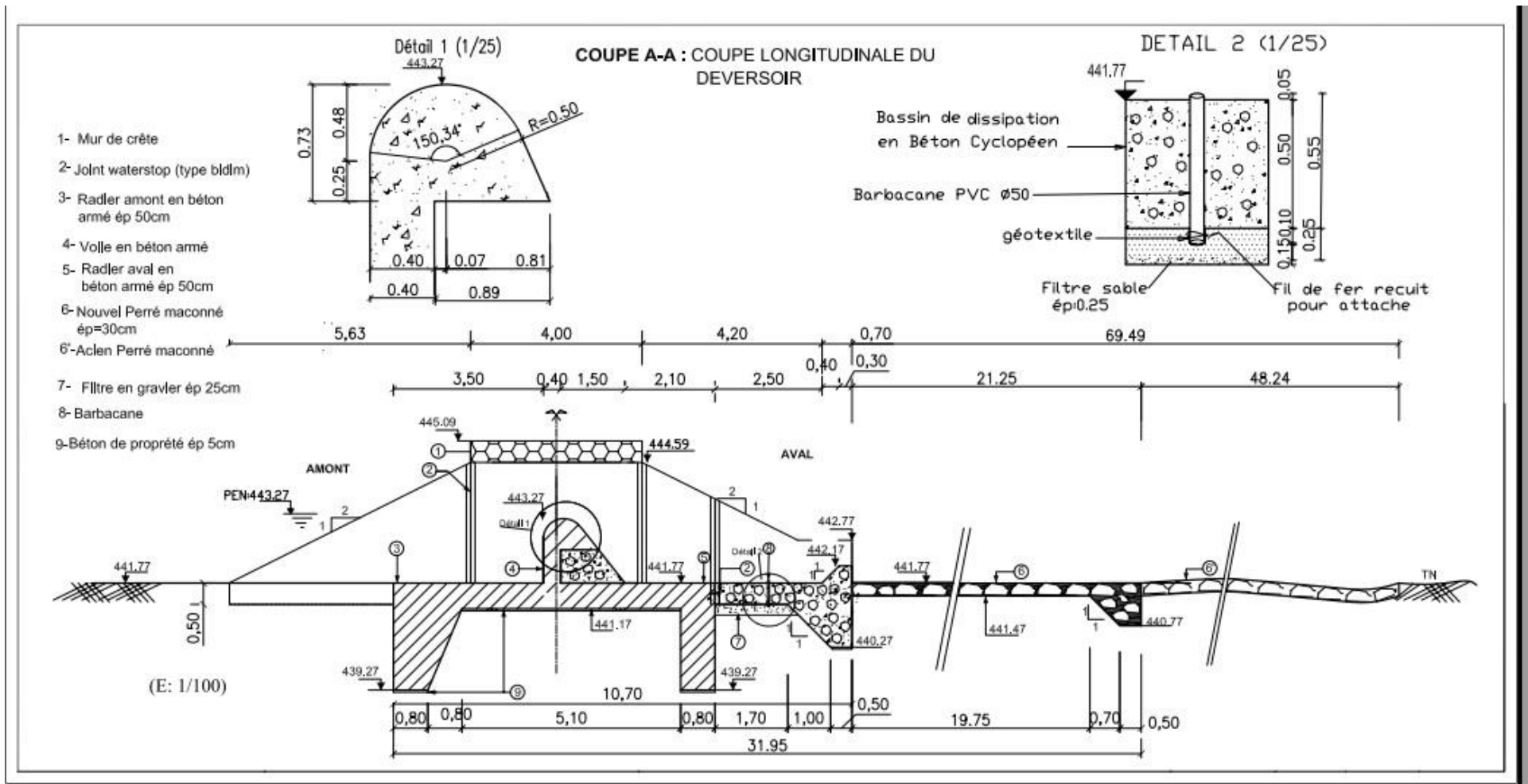


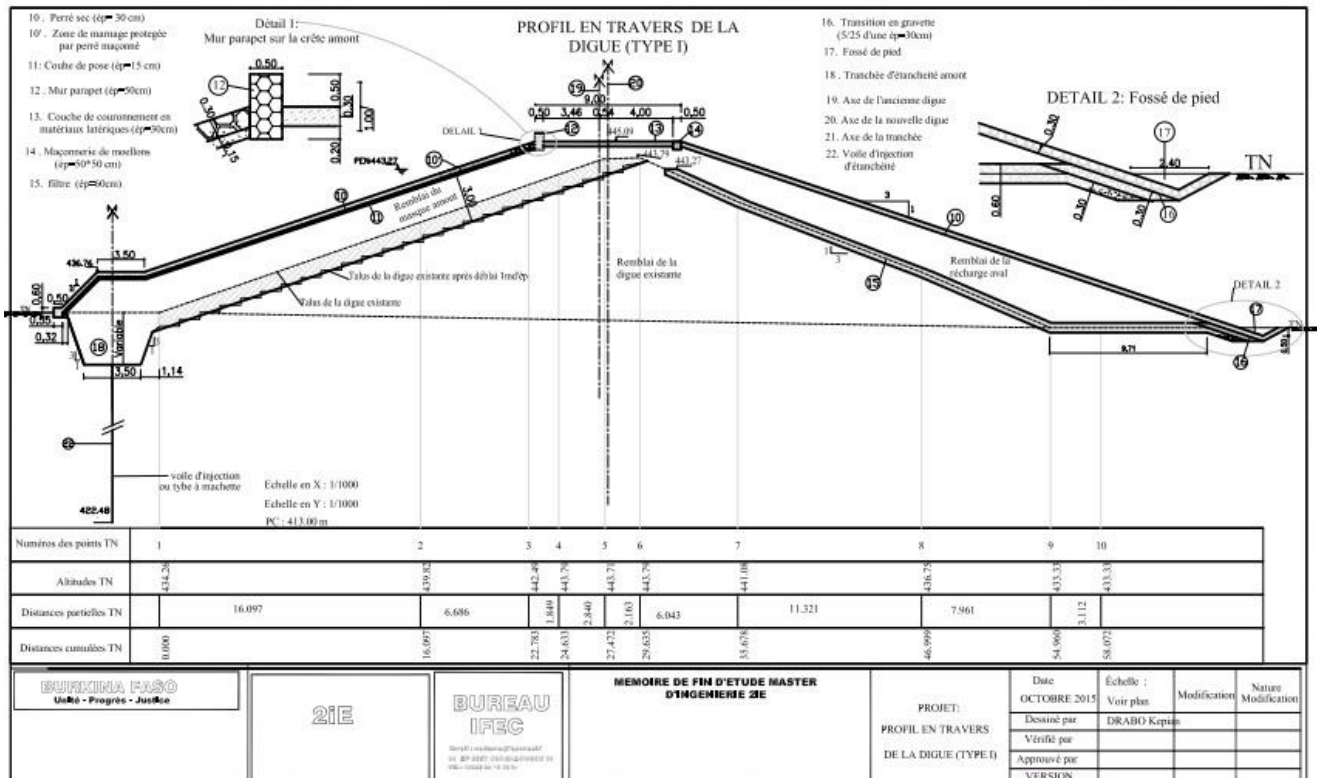


P2 - Coupe géologique du barrage









BURKINA FASO
 Union - Progrès - Justice

2IE

BUREAU
IFEC

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE MASTER
D'INGENIERE 2E

PROJET:
 PROFIL EN TRAVERS
 DE LA DIGUE (TYPE I)

Date
 OCTOBRE 2015

Échelle ;	Modification	Nature
Voir plan		
DRABO Kepian		