



REPUBLIQUE DU MALI
Un Peuple - Un But - Une Foi

**MINISTRE DE L'ADMINISTRATION
TERRITORIALE ET DES COLLECTIVITES
LOCALES**

**Mairie de la Commune Urbaine de
Nioro du sahel
Tél : 21 54 01 /66 98 18 82**

**Projet de construction et d'aménagement d'un micro barrage dans la
commune urbaine de Nioro**

DOSSIER D'AVANT PROJET DETAILLE
(RAPPORT DEFINITIVE)
VERSION CORRIGEE

BENEFICIAIRES : POPULATION DE LA COMMUNE URBAINE DE NIORO DU SAHEL

FINANCEMENT : BAILLEUR

BUREAU D'INGENIERIE CONSEILS
ET D'EXPERTISES POUR LE
DEVELOPPEMENT



) 21 54 02 33; Cél : 00 (223) 73 15 39 29, Koulouba Nioro du sahel
Email: bicedmali@yahoo.fr

BICED - sarl

Septembre 2011

FICHE TECHNIQUE D'OUVRAGE.....	4
PARTIE A.....	5
FAISABILITE SOCIO-ECONOMIQUE D'OUVRAGES DE RETENUE DE DEFENSE ET DE RESTAURATION DES SOLS DANS LA COMMUNE URBAINE DE NIORO	5
I- CONTEXTE :.....	6
II- OBJECTIFS DE L'ETUDE :.....	6
III- METHODOLOGIE.....	6
IV- PRESENTATION DES RESULTATS DE L'ETUDE.....	7
4-1- Données socio économiques de Nioro :	7
4.1.1. <i>Situation géographique.....</i>	7
4.1.2. <i>Population.....</i>	7
4.1.3. <i>Accessibilité.....</i>	7
4.1.4. <i>Ressources naturelles.....</i>	7
4.1.5. <i>La faune.....</i>	8
4.1.6. <i>Activités socio- économiques et culturelles :.....</i>	8
4-2- Etat actuel et fonctionnement de la rivière la « faka »	8
4.3. Analyse de l'approvisionnement en eau potable des populations de Nioro	9
4.4. Contraintes liées à l'eau :	10
V. IMPACTS PREVISIONNELS DE L'OUVRAGE	11
PARTIE B.....	12
FAISABILITE TECHNIQUE D'OUVRAGES DE RETENUE, DE DEFENSE ET DE RESTAURATION DES SOLS DANS LA COMMUNE URBAINE DE NIORO.....	12
I. ÉTUDES TOPOGRAPHIQUES	13
II. TRAVAUX DE TERRAIN :.....	13
2.1 Méthodologie	13
2.1.1 <i>Mesure des côtes des points.....</i>	13
2.1.2 <i>Précision des mesures :.....</i>	13
III. TRAVAUX DE BUREAU.....	14
3.1 Matériels :.....	14
3.2 Personnel :	14
IV- ÉTUDE GEOTECHNIQUE :	14
V. ÉTUDE TECHNIQUE DU BASSIN VERSANT :	15
5.1- Le bassin versant.....	15
5.2 - Études hydrologiques :	16

□ Evaluation de la pluviométrie mensuelle maximale :.....	16
Les pluies mensuelles maximales des dix(10) dernières années de Nioro du sahel sont consignées dans le graphe ci-dessous.	16
5.2.1- Détermination des apports en eau :.....	16
5.2.2 - Détermination de la crue de projet :.....	16
5.3- Les caractéristiques de l'ouvrage retenu	21
5.3.2 –Détermination de la côte de projet	22
5.4 - Évaluation du transport solide	22
5.5- Études hydrauliques – génie civil dimensionnement des ouvrages.....	23
5.6.1 Estimation de la perméabilité du bas fonds de la Faka.	27
□ La perméabilité du sol est liée à la texture du sol	28
□ Variation de la perméabilité en fonction de la texture du sol.....	28
5.6.2 Le volume total absorbé par la retenue.....	28
VI - DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	31
VII- LES MESURES DE PROTECTIONS ANTI-EROSIVES :	32
- ON COMMENCE EN TRAÇANT 2 LIGNES DROITES ET PARALLELES A TRAVERS DU COURS D'EAU	33
VIII- ESTIMATION DU COUT DU PROJET.....	1
IX- ETUDE HYDROGEOLOGIQUE	2
9.1.1Le niveau piézométrique	2
9.1.2 La surface piézométrique	2
9.1.3 La carte piézométrique	2
ANNEXES	2
ANNEXE 1 : RAPPORT D'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE.....	3
ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL.....	12

**CONSTRUCTION ET AMENAGEMENT D'UN MICRO BARRAGE
DANS LA COMMUNE URBAINE DE NIORO DU SAHEL**

FICHE TECHNIQUE D'OUVRAGE

Intitulé du Projet		CONSTRUCTION D'UN MICRO BARRAGE A NIORO DU SAHEL
Bénéficiaires		Ville : Nioro du Sahel
Localisation du site		Commune Urbaine: Nioro du sahel Cercle : Nioro du sahel Longitude : 9°35'03,80" W * Latitude : 15°12'54,12" N
Accès au Site		A partir de Nioro du sahel à 800m au sud de la ville.
Objectif du Projet		<ul style="list-style-type: none"> - retenue d'eau pour la recharge de la nappe phréatique et la pratique des activités de : - maraîchage - Abreuvement des animaux - Besoins domestiques
Principe de fonctionnement		L'Ouvrage est constitué d'un déversoir poids en béton cyclopéen construite sur un cours d'eau en vue de stockée les eaux de ruissellement. La retenue ainsi constituée permettra la recharge de la nappe phréatique, le Développement du Maraîchage, Besoins domestiques et l'abreuvement des animaux.
Descriptif	Pluviométrie	Pan = 600 mm P10 (24 h) = 90 mm
	Crue du projet	Qp = 69,29 m ³ /s - superficie du bassin versant S = 70,09 km ²
	Déversoir	Nature : déversoir poids en maçonnerie de moellon Talus amont vertical – talus aval 1/1,25 Longueur : longueur utile L = 125,2 m Largeur en crête = 0,7 m Côte crête : PEN = 266 m Hauteur maxi/TN = 4,04m Protection aval = Bassins en Béton cyclopéen + enrochement reposant sur filtre en gravier et sable
	Bassin de dissipation	Nature : Bassin à réseau en perrés maçonnés Largeur du bassin = 125,24m Longueur max du bassin = 6 m Filtre en gravier épaisseur 5 cm Filtre en sable épaisseur 5 cm Barbacane en PVC63
	Bajoyer / Mur en Aile	Nature : simple muret en maçonnerie de moellons Épaisseur = 70 cm Longueur : rive gauche = 59,8 m - rive droite = 6,7 m Côte crête : 267 m - hauteur maxi/TN = 1 m
	Longueur totale de l'ouvrage	191,7 m
	Ouvrage de vidange	Nature : 2 pertuis de 120 x 404 cm muni de batardeaux métalliques de 35 x 120
	Retenue	<ul style="list-style-type: none"> - plan d'eau normale PEN = 266 m - Plus haute eau PHE = 266,5 m - surface dominée = 10.01 ha - volume d'eau stockée = 150 034 m³
Le volume Total absorbé par an		933 120 m3
Coût du projet		85 229 272 F CFA
Coût du m3 d'eau stockée		92 FCFA
Échéance du Projet		30 ans
Financement		Bailleur
Maître d'Ouvrage		Mairie de la commune urbaine de Nioro du Sahel
Études et Contrôle		BICED- Sarl
Période des travaux et durée		Quatre (04) mois de :

PARTIE A

**Faisabilité socio-économique d'ouvrages de retenue de Défense et de
Restauration des sols dans la commune urbaine de Nioro**

I- CONTEXTE :

La mairie de la commune urbaine de Nioro, soucieuse de l'amélioration du cadre de vie et de l'expansion socio économique de ses populations, a entrepris depuis plus d'une vingtaine d'années des grandes actions orientées vers l'accès à l'eau, à l'électricité et à la sécurité alimentaire.

L'ensemble de ces actions sont rendues possibles grâce aux partenaires français de Limours (ville jumelle de Nioro) qui a toujours soutenu financièrement et techniquement leur mise en œuvre.

Malgré l'appui technique de la mairie de Limours à travers les programmes PACEDEL (Programmes d'Appui aux Communes et au Développement Local) et DDN (projet Diéma Douentza Nioro), la population de Nioro qui a augmenté de 22 266 à 33 486 habitants entre 1998 et 2009 selon le RGPH 2009, et souffre du problème crucial d'eau pour des besoins domestiques.

La mairie de la commune urbaine de Nioro, à la recherche de solution efficace à ce problème, avec l'appui de ses partenaires français de Limours, a ordonné la présente étude de faisabilité d'ouvrages hydrauliques dont leur réalisation augmentera la nappe phréatique sur terroir communal avec un impact positif sur l'écosystème et l'économie locale.

II- OBJECTIFS DE L'ETUDE :

L'objectif général de l'étude est d'identifier les problèmes et contraintes liés à l'accès à l'eau pour des besoins domestiques, agricoles et autres afin de proposer des stratégies de gestion durable des acquis au bonheur de toute la population de la ville.

Spécifiquement, elle vise les objectifs suivants :

- Faire une analyse des sources et moyens d'approvisionnement des populations de la ville en eau pour des besoins domestiques et agricoles,
- Mettre en exergue l'avis des acteurs au développement sur la réalisation d'ouvrages de retenue d'eau et de protection d'environnement,
- Analyser la pertinence de la réalisation d'ouvrages hydrauliques et de restauration d'environnement,
- Identifier s'il y'en a, les contraintes majeures qui pourront être liées à la réalisation,

III- METHODOLOGIE

Les différentes étapes pour la réalisation de cette étude sont :

- Revue documentaire : Elle a consisté à chercher des informations générales relatives à la population, aux activités liées à l'eau (souterraine et de surface), aux projets de l'eau... à travers des documents tels que : la cartographie du Mali, Plan de Développement Economique Social et Culturelle de la commune, les documents d'étude projets disponibles...
- Elaboration de fiches de collecte de données : sociales, économiques et techniques: Ces fiches comportaient des questionnements sur la population de la ville de Nioro (ses activités quotidiennes, ses contraintes d'eau, ses solutions locales...), sur la zone concernée par la réalisation des ouvrages (superficie, propriétaires coutumières, activités de la zone, gestion du foncier et des ouvrages futurs...) ainsi que sur les acteurs locaux (qui doit faire quoi et avec quel moyen pour la réussite du projet après réalisation des ouvrages.
- Entretien avec les acteurs : Elle a consisté à cibler les utilisateurs d'eau souterraines (maraîchers, arboriculteurs fruitiers, exploitants de puits domestiques); les concessions sur les berges de la rivière (les femmes surtout), les exploitants actuels de la zone d'étude ainsi que les autorités locales des cinq quartiers traversés par la rivière.

Pour la mise en œuvre de cette phase de terrain, des données ont été collectées sur les activités agricoles et para agricoles à travers des enquêtes individuelles. En plus de ces informations sur les activités des questions ont permis de se faire une idée sur l'exploitation et la gestion des terres qui seront restaurées par l'effet des actions de défense et restauration des sols.

IV- PRESENTATION DES RESULTATS DE L'ETUDE

4-1- Données socio économiques de Nioro :

4.1.1. Situation géographique

Le relief est très peu accidenté, pas de dunes de sable mobile sous l'influence du vent. Les conglomérats de pierres se rencontrent à des endroits. Le sol est sablonneux et argileux. Le climat est de type sahélien avec une moyenne pluviométrique de 450 à 600 mm.

L'hydrographie est caractérisée par l'absence des cours d'eau permanent.

Cependant des mares et marigots peuvent satisfaire aux besoins des populations et des animaux en hivernage. La végétation est celle de la savane herbeuse et est constituée essentiellement par des arbustes épineux.

Elle est limitée :

- à l'Est par les communes de Yérééré,
- à l'ouest par Gadiaba Kadiel
- au Nord par la commune rurale de Nioro Tougouné
- au Sud par la commune de Guétéma

La commune urbaine de Nioro est composée de 07 quartiers qui sont Diawely counda, Diaka, Malicounda, Sylla counda, Kabala, Tichitt, Maguiraga counda et les villages de Madina, Awoïny, Kérébilé, Kamandapé.

4.1.2. Population

La commune de Nioro compte environ 33 486 habitants dont (Source : RGPH 2009) La population est constituée en majorité des Sarakolé, des peulhs à côté desquels cohabitent des Maures et bambara

Quatre langues principales permettent aux populations de Nioro de se communiquer, il s'agit du soninké, du peulh, du maure et du bambara..

Elle est administrée par un conseil communal de vingt trois membres (23) conseillers appartenant à diverses formations politiques : l'ADEMA-PASJ, le PARENA, le CNID, le RPM, le Sabu, le MPR

4.1.3. Accessibilité

La ville de Nioro est accessible à partir de la ville de Diéma par route bitumée et à partir de la Mauritanie. Par contre les routes de Nioro vers les autres communes du cercle ne sont praticables qu'en saison sèche.

4.1.4. Ressources naturelles

D'une manière générale, la commune est assez pauvre en ressources naturelles. Cependant, il faut signaler l'existence de certaines réserves sur le plan hydrique, faunique et forestière.

- Sur le plan hydrique, on note la présence de quelques mares importantes dont la plupart est temporaire. Les principales activités au tour de ces points d'eau concernent, l'abreuvement des animaux, la réhabilitation ou la construction des habitations.

- Les réserves forestières sont très limitées. Les quelques espèces rencontrées sont : Kohé, koré, Wayé, Tahè, Sambè, Toumbè, Dayè (mot sarakollé), Gommier, Jujubier, Tamaranier, Baobab, Balanzan. Il existe d'autres petites espèces constituées d'arbustes. Il faut aussi signaler des zones de concentration qui constituent une partie du pâturage.

Les réserves forestières sont surtout exploitées pour la consommation du bois de chauffe, la construction et la médecine traditionnelle.

4.1.5. La faune

La faune est très pauvre due à l'effet de la désertification. Les quelques chacal constituent les grands animaux. Il existe aussi quelques petites espèces de carnivores et herbivores telles que les chats sauvages, les lièvres, les varans, les tortues, les écureuils et les serpents.

4.1.6. Activités socio-économiques et culturelles :

a – Agriculture

La rareté de sols de culture fertiles associée à la faiblesse et la mauvaise répartition des pluies dans la zone de Nioro fait que l'agriculture est l'activité d'une portion de la population. Elle se résume à l'exploitation des cultures sèches (mil, sorgho) dont toute la production est auto consommée.

Le maraîchage pratiqué par une centaine d'associations féminines dans des jardins collectifs et des particuliers professionnels est très développé.

b- Elevage

Le système d'élevage généralement pratiqué dans la commune est l'élevage extensif portant en particulier sur les gros ruminants : les bovins. C'est un élevage de prestige. La commune est une zone d'élevage par excellence. La proximité de la république Islamique de Mauritanie fait que la commune constitue une potentialité pour le parcage des animaux. L'élevage est surtout confronté à la pauvreté des pâturages (insuffisance d'herbes et fourrages ainsi que de points d'eau permanent pour l'abreuvement des animaux, tels que parcs de vaccination, et de l'éloignement des structures de santé animale.

c – L'artisanat

Il est peu développé dans la commune. On y trouve des forgerons, des bijoutiers, des cordonniers et surtout des maçons qui ne sont pas pour la plupart spécialisés en la matière.

d – Le commerce

Il est également très développé dans la ville avec un millier de boutiques, et porte en priorité sur le commerce du bétail qui occupe une place importante dans l'activité économique de la commune. Outre ces produits, l'activité commerciale porte également sur les denrées de premières nécessités (sel, sucre, riz, ...).

Les marchés hebdomadaires des communes environnantes sont non seulement fréquentés par les commerçants de Nioro mais aussi par ceux de la Mauritanie.

Il existe dans la commune une Caisse d'Épargne et de Crédit « Jiguiya soba » qui appuie par l'octroi de crédits les initiatives privées et deux grandes banques qui sont la BDM et la Banque of Africa.

4-2- Etat actuel et fonctionnement de la rivière la « faka »

L'oued prend sa source dans le village d'Awoïny situé au sud et à 7 kilomètres de Nioro ville. Il traverse la ville de Nioro du sud au nord.

Il est caractérisé par des crues temporaires dépassant rarement trois heures de temps après les grandes pluies. Sur le long de la rivière se trouvent deux zones principales de stagnation d'eau qui sont : «lougré» à l'entrée de la ville au sud et la faka dans le quartier de Diawely counda au pied des jardins potagers de manguiers. Traversant une zone sablonneuse, la rivière a fait disparaître plus de trois hectares de jardins potagers qui se trouvaient sur ces berges il y'a une dizaine d'années. Parallèlement à la déportation des sols de culture et de la disparition de la végétation à cause de l'avancée de l'oued. Les détériorations des sols de cultures accentuées par la disparition progressive de la végétation et la naissance de rigoles dans le deuxième cimetière de la ville se trouvant sur la berge de la rivière a permis aux responsables politiques, aux leaders religieux de prendre des dispositions ralentissant l'avancée de la rivière.

Ces dispositions ont consisté à protéger les berges avec la réalisation de digues filtrantes au niveau des parties les plus touchées par la dégradation.

Ces digues réalisées vers l'année 2000 ont non seulement favoriser la régénération naturelle de la végétation sur une surface d'environ 1hectare et demi environ mais surtout ont ralenti considérablement l'avancée de la rivière dans le cimetière.

Les activités pratiquées dans la rivière et sur ses berges se résument à l'exploitation de sable, gravier et l'abreuvement des animaux dans le lit de la rivière, le maraîchage, la culture des céréales et l'arboriculture fruitière sur les berges.

4.3. Analyse de l'approvisionnement en eau potable des populations de Nioro

Les populations de Nioro s'approvisionnent en eau pour des besoins domestiques à partir de l'adduction d'eau potable (EDM-SA Nioro), des forages équipés de pompe à motricité humaine ou des puits domestiques.

4.3.1. Le réseau d'adduction d'eau potable

Nombre de clients ces 3 dernières années (évolution de la clientèle) :

Année	Nombre	Quantité fournie m3/jour	Consommation en m3/an (quantité fournie)
2008	1311	1 500	547 500
2009	1404	1 600	584 000
2010	1521	1 900	693 500

Source : EDM-SA Nioro

Commentaire : Au vu des résultats de ce tableau, nous remarquons que le nombre de client augmente chaque année de plus de 100 pendant que l'EDM-SA de Nioro est confronté à un sérieux problème d'appauvrissement de la nappe phréatique.

Pour compenser ce déficit, la société EDM-SA a repris et mit au service une dizaine de forages équipés à motricité humaine.

Ces forages mis au service de l'EDM ont eu comme conséquence la disparition d'un nombre incalculable de manguiers dont les racines sont mises à nues avec l'éloignement de la nappe phréatique.

Bien que ces forages aient augmenté la capacité d'approvisionnement en eau de l'EDM-SA, leur reprise ont pénalisé les quelques familles qui les exploitaient aux périodes de délestage.

Ce délestage est surtout accentué au moment où les populations ont besoin de beaucoup plus d'eau (Avril-Mai-Juin surtout).

Les nombres 1311, 1404 et 1521 représentent le nombre de demande de fontaine satisfait par l'EDM de Nioro et non le nombre de personne, quand aux

consommations en m3, c'est la quantité d'eau que l'EDM Nioro pouvait fournir en son temps et non le besoin réel de la population d'autant plus que toutes les concessions ne sont pas desservies en eau potable par l'EDM

La baisse de niveau dans les puits de Medema était prévisible, car il n'est profond que de 15 mètres dans une zone où les puits productifs ont 20 mètres. La profondeur à laquelle le puits de Djiguisemé tarissait en pleine campagne maraîchère avant son surcreusement est sensiblement égale à la profondeur actuelle de celui de Medema (15mètres).

La réalisation du puits de Medema est également postérieure à la reprise de forages très distants du périmètre Medema, par conséquent ces forages n'ont aucune incidence sur ce puits.

4.4. Contraintes liées à l'eau :

Activités	Difficultés liées à l'eau	Solutions locales	Solutions envisagées
Activités domestiques : eau de boisson, lessive, vaisselle, cuisine	Quantité insuffisante Délestage Tarisement des puits	Surcreusement de puits, Réalisation de nouveaux puits	Extension prévue par l'EDM-SA dans les quartiers de Koulouba et Diawely counda, Réalisation d'ouvrage de retenue d'eau par la mairie
Elevage	Tarisement précoce des points d'eau de surface, Puits pastoraux inexistant	Transhumance Fouçage de puisards dans la rivière la faka	Réalisation d'ouvrages de retenue d'eau et de maintien d'humidité sur les sols par la mairie
Maraîchage	Tarisement précoce des puits très profonds Débit faible des points d'eau	Utilisation rationnelle de l'eau Réduction de la période de maraîchage	Vulgarisation de techniques agro écologiques
Commerce	Quantité insuffisante Délestage	Gestion du forage du marché	Création de points d'eau potables sur les zones concernées

L'expansion d'aucune de ces activités n'est possible sans la disponibilité en quantité suffisante de l'eau et pour cela, le seul moyen pour :

- Faire l'extension du réseau d'adduction d'eau prévue par l'EDM-SA,
- Réaliser des puits pastoraux,
- Prolonger le temps de stagnation d'eau dans les mares et marigots,
- Rehausser le niveau d'eau dans les puits maraîchers,
- Faciliter l'accès à l'eau dans les lieux publics (marché, centre de santé, ...)

Est de contribuer à l'augmentation de la disponibilité en eau (surface et souterraine) sur le sol de Nioro.

Pour atteindre cet objectif capital, sans lequel la population de Nioro qui s'augmente considérablement chaque année, risque de se déplacer vers d'autres horizons dans le futur.

Les techniques et moyens pouvant faciliter la remontée de la nappe phréatique et prolonger le temps de retenue d'eau des mares et marigots seront définis par la deuxième phase de la présente étude.

V. IMPACTS PREVISIONNELS DE L'OUVRAGE

- Le site retenu est le seul ayant la faculté de donner à la retenue d'eau un volume significatif pour la recharge de la nappe phréatique 150 034 m³
- Le volume de la retenue est significatif par rapport à la consommation annuelle en eau de la ville et dont une fraction importante devrait réalimenter la nappe phréatique à **933 120 m³/an**
- Le volume stocké est une faible fraction du volume transitant (à évaluer, 12,13%)
- Des impacts secondaires positifs: abreuvement des animaux sauvages et domestiques, pisciculture, vergers (2 km de rive en eau), régénération de la forêt.

PARTIE B

Faisabilité technique d'ouvrages de retenue, de Défense et de Restauration des sols dans la commune urbaine de Nioro

I. ÉTUDES TOPOGRAPHIQUES

Les travaux topographiques du bas-fond de la ville de Nioro (sur le cours d'eau « Faka ») a pour objectifs de :

Concevoir un projet de micro barrage de retenue d'eau sur le cours d'eau la Faka résolvant ainsi la punurie d'eau à court, moyen et long terme.

Pour ce faire, une équipe topo s'est rendue sur le terrain du 22 au 24 décembre 2010. Les travaux de cette équipe se sont déroulés en deux étapes, à savoir les travaux de terrain et les travaux de bureau.

II. TRAVAUX DE TERRAIN :

2.1 Méthodologie

Pour l'exécution de ces travaux, le Bureau BICED-SARL a utilisé une paire de GPS différentiel professionnel Magellan Promark3 RTK:

La méthodologie utilisée est celle de la détermination des coordonnées XYZ des points à partir des satellites par poste traitement.

Un des GPS dénommé base est stationné à un point fixe. Ce dernier sert à déterminer de façon continue les coordonnées XYZ de ce point de base à partir des signaux captés des satellites.

Le second GPS (Mobil) fait le déplacement sur les points de détail pour déterminer leurs coordonnées altimétriques et planimétriques à partir des signaux satellitaires.

2.1.1 Mesure des côtes des points

- Déterminer les coordonnées brutes XYZ des points par mesure directe sur les points avec départ et fermeture sur des points de contrôle préalablement implantés avec une très grande précision.
- Déterminer les coordonnées corrigées XYZ par post traitements (correction) des données brutes à l'aide des informations recueillies de la station de base. Ce traitement se fait à l'aide du logiciel GNS Solution fourni avec les équipements GPS.

2.1.2 Précision des mesures :

Après le post traitement la précision des mesures est la suivante :

- Planimétrie: 0.005 m + 1 ppm
- Altimétrie: 0.01 m + 2 pp m

A Nioro les travaux ont consisté à :

- réaliser une polygonale de ceinture matérialisée par des bornes en béton scellées aux sommets ;
- numéroter les bornes ;
- procéder à des mesures planimétriques et altimétriques de cette polygonale ;
- réaliser un levé tachéométrique et de détails du bas-fond ;
- faire le profil en long de l'axe du lit mineur du bas-fond avec une équidistance de 20 m;

- réaliser le profil en travers du bas-fond sur l'axe proposé de la digue de retenu avec une équidistance de 10 m.

III. TRAVAUX DE BUREAU

Pour le site de Nioro les travaux de bureau ont consistés à :

- saisir et calculer les carnets de terrain à l'ordinateur;
- Dessin des plans topographiques au 1/2000^{ème} avec les courbes de niveau tous les 25 cm.
- Dessin des différents profils ;
- Etablissement du répertoire des coordonnées X, Y, Z des bornes de la polygonale;
- Etablissement d'un rapport ;

3.1 Matériels :

Le Bureau BICED-SARL a utilisé le matériel suivant pour l'exécution des travaux :

- Des GPS différentiels MAGELLAN Promark3 RTK et accessoires,
- Un Véhicule 4X4 Toyota Hilux double cabines.

3.2 Personnel :

Le Bureau BICED-SARL A utilisé le personnel suivant :

- Un Ingénieur topographe pour la coordination et le traitement des données ;
- Un technicien topographe comme chef de brigade ;
- Deux aides topographes ;
- Un chauffeur ;
- Des manœuvres recrutés localement.

REPertoire DES BORNES

NIORO			
No	X	Y	Z
ND1	437240.548	1682225.344	268.757
NG1	437129.571	1682175.044	265.784
ND2	437210.245	1682343.235	265.272
NG2	437072.116	1682250.849	266.508
ND3	437448.467	1681080.125	273.057
NG3	437273.279	1681023.198	270.433

IV- ÉTUDE GEOTECHNIQUE :

Elles ont pour objectifs de faire ressortir les différents types de sols dans l'axe de l'ouvrage et de déterminer leur caractéristique mécanique.

Elles ont consisté en :

- ***l'ouverture de fosses géotechniques ; ce sont des puits de 0,80 m de diamètre creusés jusqu'à 2 m de profondeur. Il a été réalisé au total trois puits dont un dans le lit mineur et Deux sur la rive gauches.***
- ***Au prélèvement d'échantillons dans les différentes fosses à 2 m.***

Ces échantillons ont ensuite été analysés au laboratoire (voir annexe).

L'ingénieur aménagiste a effectué des tournées dans la zone pour prospecter les caractéristiques du bassin versant, ainsi :

- les bas fonds du bassin ont été analysés (pente, géomorphologie, végétation, occupation)
- l'hydrographie du bassin versant (cours d'eau principaux et secondaires, ruisseaux et ravinements etc.) ;
- les carrières (nature, position par rapport au site de l'ouvrage, mode d'extraction etc.)

NB : La carrière de moellon a été identifiée à Kadiel dans la commune rurale de Yérééré situé à 30 Km du site et les carrières de sable et gravier situés sur le site du projet.

V. ÉTUDE TECHNIQUE DU BASSIN VERSANT :

5.1- Le bassin versant

Le bassin versant est un ensemble topographique délimité par les lignes de crêtes sur lequel toute précipitation qui tombe doit obligatoirement sortie par une section aval qu'on appelle exutoire.

5.1.1- Délimitation :

Elle a été faite sur fond de carte IGN à l'échelle 1/200 000. Elle offre cependant une meilleure lecture des lignes de ruissellement et des lignes de partage des eaux.

5.1.2- Caractéristiques numériques du bassin versant

a) **Superficie**

La superficie du bassin versant de Faka été calculée par planimétrie (digital planimeter PLACOM). Elle est de :

S = 70,09 km²

b) **Le périmètre du bassin**

Avec le curvimètre on trouve comme valeur du périmètre

P = 37,04 km

c) **Indice de forme du bassin versant**

Il en existe plusieurs. Ils permettent de comparer les bassins de superficie identique

Coefficient de compacité du bassin (formule de gravelius)

$$K_c = P/2(\pi*S)^{1/2}$$

Kc = 1,24

Cette valeur de Kc traduit que le bassin est relativement rond.

d) **Le rectangle équivalent**

C'est le rectangle ayant même surface et même périmètre que le bassin versant, sa longueur L, ainsi que sa largeur l sont :

$$L = (S)^{0,5} * (K_c/1.128) * [1 + (1 - (1.128/K_c)^2)^{0,5}] \quad \mathbf{L = 13,22 \text{ km}}$$

l = 5,3 km

e) **La densité de drainage**

$$D_d = L' * S^{-1/2}$$

L' : longueur totale des cours d'eau (réseau hydrographique du bassin versant).

S : superficie du bassin versant **Dd = 1,06**

f) **Répartition hypsométrique**

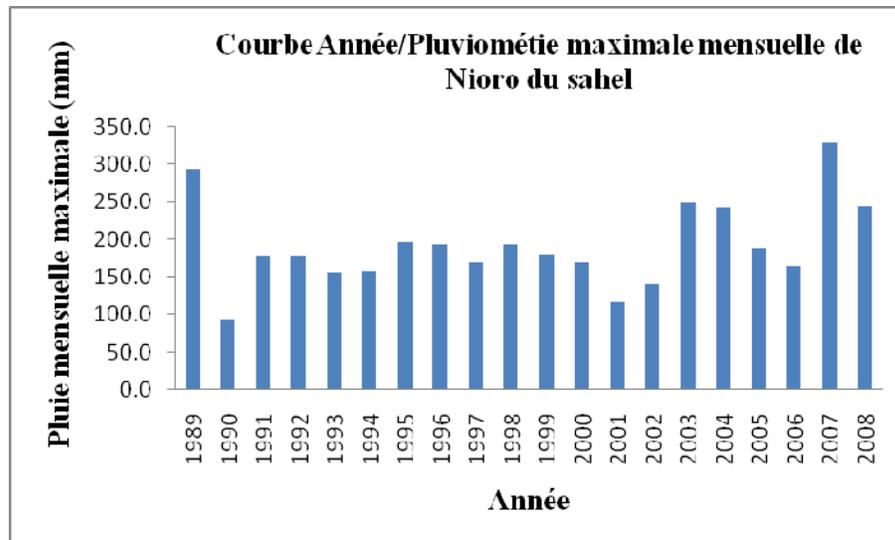
f.1- La courbe hypsométrique du bassin versant donnant le pourcentage s de la superficie S du bassin versant située au-dessus d'une altitude donnée H en fonction de cette altitude H permet d'évaluer I_g . Dans le cas du bassin versant de Nioro du sahel la courbe hypsométrique calculer donne le résultat ci - dessous.

L'indice global de pente est égal : I_g (m/km) = 5,2

5.2 - Études hydrologiques :

✓ *Evaluation de la pluviométrie mensuelle maximale :*

Les pluies mensuelles maximales des dix(10) dernières années de Nioro du sahel sont consignées dans le graphe ci-dessous.



5.2.1- Détermination des apports en eau :

Elle a pour objectif d'étudier les conditions de remplissage de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger l'ouvrage.

L'ORSTOM a fait une évaluation des ressources en eau non pérennes du Mali où il a déterminé par mesure hydrométrique ou par reconstitution "utilisation de modèle" les paramètres d'écoulement nécessaires pour le calcul de la lame d'eau et de la crue décennale.

5.2.2 - Détermination de la crue de projet :

Outre la prise en compte des apports en eau annuels pour le dimensionnement du barrage, l'on tient aussi compte des pluies exceptionnelles qui peuvent engendrer des crues qui ne pourraient pas être supportables par l'ouvrage. La détermination de la crue de projet consiste à déterminer le débit de crue pour lequel on souhaite protéger son ouvrage.

Dans le cas de notre barrage nous choisirons le débit de crue décennal (Q10) qui semble raisonnable d'après la plupart des documents traitant des petits barrages pour l'équipement rural en Afrique de l'ouest.

Ne disposant pas de chroniques de mesures hydrométriques importantes dans la zone d'études nous utiliserons les méthodes spécialement élaborées par le CIEH et l'ORSTOM pour la détermination des crues dans les bassins versants non jaugés d'Afrique.

5.2-2 .1- Détermination de la pluie annuelle et maximale journalière :

Afin d'obtenir un résultat crédible nous allons dans un premier temps se placer dans les conditions de manque de données pour estimer ces deux paramètres puis dans un second temps utilisées des données datant de 1989 à 2008 pour déterminer les mêmes paramètres qui seront ensuite utilisé pour estimé le débit du projet.

La hauteur d'averse décennale P10 est assimilée à la pluie journalière de même fréquence. Elle peut être déterminée à partir d'ajustements statistiques effectués sur les observations d'un poste de référence. Néanmoins, une approche pratique et suffisamment précise, dans de très nombreux cas, consiste à utiliser les cartes d'isohyètes (figures 3 et 4). Ces documents permettent de déterminer P10 par interpolation linéaire, connaissant la longitude et la latitude du bassin versant.

Une cartographie de précipitation journalière décennale et de précipitation annuelle en Afrique de l'Ouest a été élaborée par CIEH en 1985 (figure 3 et 4)

L'analyse de ces deux figures nous permet de déterminer par interpolation linéaire la valeur de la pluie annuelle et de la pluie maximale journalière de fréquence décennale. Elles sont de :

Pan = 600 mm

P10 = 90 mm

5.2-2 .2- Méthode de détermination de la crue de projet

a) Méthode ORSTOM

Le coefficient de ruissellement et le temps de base dépendent des caractéristiques physiques du bassin versant en premier lieu et en particulier de la perméabilité du sol.

Le bassin versant du bas-fond de Niore du sahel est très peu boisé avec un taux de couverture de 25% et une pente du terrain relativement forte.

Au regard de l'expérience in situ réalisé dans le bas fonds et les caractéristiques physiques et de la géologie on admet que le bassin versant appartient à la classe RI des catégories de perméabilité, et de pente $lg = 5,2$ m/km

Ceci nous permet de calculer à partir des formules le coefficient de ruissellement, le temps de base et éventuellement le temps de monté.

□ Détermination de A_{10} (coefficient d'abattement de la pluie journalière décennale)

Obtenu à partir de la formule :

$$A = 1 - [(161 - 0,042 \cdot Pan) / 1000 \cdot \text{Log } S]$$

$$Pan = 600 \text{ mm}$$

$$\mathbf{A_{10} = 92, 64\%}$$

□ Détermination de kr_{10} (coefficient de ruissellement décennal)

La pluviométrie moyenne annuelle de la zone du Site est de : **600 mm**

La zone du site est au plein cœur du sahel occidental du Mali.

$$lg = 5, 2 \text{ m/km}$$

classe RI

$$S = 70, 09 \text{ km}^2$$

$$\text{On a } S > 10 \text{ km}^2$$

$$lg > 3 \text{ m/km}$$

On applique la formule suivante pour déterminer kr_{70} et kr_{100}

$$kr_{70} = (a/(s+b))+c$$

Pour $I_g = 3$

$$a = 164$$

$$b = 17$$

$$c = 10,5$$

$$kr_{70/Ig3} = 12,36$$

$$kr_{70/Ig7} = 17,19$$

$$kr_{70.1} = 12,36$$

Pour $I_g = 7$

$$a = 239$$

$$b = 17,7$$

$$c = 14,5$$

$$kr_{70/Ig5,2} = 15,02$$

Tableau Pour Kr70

Caractéristiques		a	b	c
infiltrabilité	Ig			
RI	15	329	18,5	16,5
	7	239	17,7	14,5
	3	164	17	10,5

$$kr_{70.2} = 17,19$$

Par interpolation linéaire on trouve

Pour $I_g = 5,2$

$$kr_{70} = 12,36 + [(17,19-12,36)*(5,2-3)/(7-3)]$$

$$kr_{70} = 15,02$$

On utilise la même formule pour kr_{100}

Pour $I_g = 3$

$$a = 250$$

$$b = 20$$

$$c = 12$$

$$Kr_{100/Ig3} = 14,77$$

$$kr_{100} = 14,77$$

Pour $I_g = 7$

$$a = 300$$

$$b = 20$$

$$c = 15$$

$$Kr_{100/Ig7} = 18,33$$

$$Kr_{100/Ig5,2} = 16,73$$

Tableau Pour Kr100

Caractéristiques		a	b	c
infiltrabilité	Ig			
RI	15	421	20,5	17,5
	7	300	20	15
	3	250	20	12

$$kr_{100} = 18,33$$

Par interpolation linéaire on trouve

Pour $I_g = 5,2$

$$kr_{100} = 16,73$$

$$kr_{100} = 16,73\%$$

$$kr_{70} = 15,02\% \quad kr_{10} = 15,02 + [(16,73-15,02)*(90-70)/100-70]$$

$$kr_{10} = 16,16 \%$$

- **Détermination de la pluie décennale moyenne ruisselée (Pm10)**

$$Pm_{10} = A_{10} * P_{10}$$

$$Pm_{10} = 83,38 \text{ mm}$$

- **Détermination de lame d'eau ruisselée décennale (Hr10)**

$$Hr_{10} = Pm_{10} * Kr_{10}$$

$$Hr_{10} = 13,47 \text{ mm}$$

- **Détermination du volume d'eau décennal ruisselé (Vr10)**

$$Vr_{10} (m^3) = Hr_{10} * 10^3 * S (km^2)$$

$$Hr_{10} = 13,47 \text{ mm}$$

$$S = 70,09 \text{ km}^2$$

$$Vr_{10} = 944 \text{ 112,3 m}^3$$

- **Calcul du temps de base Tb10**

Le temps de base est déterminé en utilisant l'abaque (fig 16) en annexe du document

On trouve:

$$S=70 / I_g = 3 /$$

$$\Rightarrow Tb_{10} = 1400 \text{ mn}$$

$$S=70 / I_g = 7 /$$

$$\Rightarrow Tb_{10} = 650 \text{ mn}$$

Par Interpolation linéaire

$$S=70 / I_g = 5,2 / \Rightarrow T_{b10} = 987,5 \text{ mn}$$

$$S=80 / I_g = 3 / \Rightarrow T_{b10} = 1450 \text{ mn}$$

$$S=80 / I_g = 7 / \Rightarrow T_{b10} = 690 \text{ mn}$$

Par Interpolation linéaire

$$S=80 / I_g = 5,2 / \Rightarrow T_{b10} = 1032 \text{ mn}$$

Par interpolation logarithmique sur la surface on trouve :

$$T_{b10} = 987,5 + (1032 - 987,5) * [(\log 70,9 - \log 70) / (\log 80 - \log 70)]$$

$$T_{b10} = 792,42 \text{ mn}$$

- **Détermination du débit moyen de ruissellement décennal**

$$Q_{m10} = V_{r10} / T_{b10}$$

$$Q_{mr10} = 19,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Détermination du débit maximal de ruissellement décennal**

$$Q_{r10} = \alpha_{10} * Q_{mr10}$$

Le coefficient corrigé Check list P219

$$\text{Le coefficient de pointe } \alpha_{10} = 2,6 \times 1,2 = 3,12$$

$$Q_{r10} = 61,96 \text{ m}^3/\text{s}$$

Constitution ou prise en compte de l'écoulement retardé.

Zone sèche et bassin relativement imperméable.

$$Q_{ret10} = (0,03 + 0,06) / 2 * Q_{r10}$$

$$Q_{ret10} = 2,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = Q_{r10} + Q_{ret10}$$

$$Q_{10} \text{ ORSTOM} = 64,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

Résumé des résultats des calculs pour la méthode ORSTOM :

N°	Désignation	Valeurs	Unités	Observations
1	P10	90	mm	
2	A10	92,64	%	
3	Hr10	13,47	mm	
4	Vr10	944 112,3	m ³	
5	Kr10	16,16	%	
6	Tb10	991,75	mn	
7	Pm10	83,38	mm	
8	Qr10	61,96	m ³ /s	
9	Qmr10	19,86	m ³ /s	
10	Qret10	2,79	m ³ /s	
11	Q10	64,75	m³/s	Objet de notre calcul pour le dimensionnement de l'ouvrage
12	Q100	350,24	m ³ /s	

5.2.2.3- Méthode CIEH :

L'application de cette méthode pour un bassin versant donné nécessite la détermination de

- ✓ La pluviométrie moyenne interannuelle du site Pan = 600 mm
- ✓ La superficie S = 70,09 Km²
- ✓ L'indice de pente I_g = 5,2m/km
- ✓ Le coefficient de ruissellement décennal Kr10 = 16,16%

Le débit décennal est déterminé avec les abaques ou par application des équations correspondantes aux zones auxquelles appartient le bassin versant de Faka.

Dans le cadre de notre projet nous avons retenu les équations suivantes pour la détermination de Q10 : n°8 ; 10 ; 11 ; 12 ; 41 et 42

N° de formule	Valeur de Q10	Observations
8	62,73	
10	40,31	
11	58,42	
12	51,23	
41	53,53	
42	46,11	
Moyenne	52,06	

Q10 CIEH = 52,06m³ /s

Estimation du débit des crues observées par les maraichers par la formule de Manning-Strickler. **$Q = K.S.R^{2/3}.i^{1/2}$**

$$V = K.R^{2/3}.i^{1/2}$$

Où V : vitesse moyenne (m/s)

Avec K : étant le coefficient de Strickler du lit (K= 1,66)

S : section mouillée (S=1022,24m²)

R : rayon hydraulique (R= 7,07)

P : périmètre mouillée (P= 144,62m)

i : pente du tronçon de cours d'eau (i=3,37)

Q = 91.06 m³/s

a)- Choix du débit de crue du projet :

Le choix de ce paramètre important revient à l'ingénieur aménagiste et sera fait en fonction de la sécurité recherchée de l'ouvrage et son coût.

La durée de vie minimale de notre ouvrage étant fixée à 30 ans et les biens qui pourraient être endommagés en cas de rupture du barrage pouvant être considérable, nous retiendrons la crue décennale moyenne entre ORSTOM, CIEH et celle estimée par enquêtes des niveaux des crues observées donc la crue de projet est de :

Qp = 69,29 m³/s

Détermination du débit de crue centennale

Il a été estimé par la méthode de GRADEX :

$$Q100 = Q10 * [(1 + (P100 - P10)/P10 * ((Tb/24)^{0,12}) / Kr10]$$

Zone sahéenne (P100 - P10)/P10 = 0,45

Q100 = 350,24m³ /s

La crue centennale maximale aurait conduit à des dimensions assez considérables et le coût important.

D'autant plus que la crue décennale maximale offre la sécurité recherchée pour la durée de vie fixée de l'ouvrage, elle sera retenue comme la crue de projet pour un meilleur optimum 3 « objectif – Coût – sécurité »

5.3- Les caractéristiques de l'ouvrage retenu

5.3.1 Courbe hauteur -volume (cf. fig. 1)

Tableau d'établissement des courbes "hauteur – surface " et " hauteur – Volume".

Côtes	Surface	Hauteur	Surf. Moy	Volume	Vol.cum
Fonds	0	h	-	-	-
Fonds + h	S ₁	h	S ₁ /2	S ₁ h/2	V ₁
Fonds + 2h	S ₂	h	(S ₁ + S ₂)/2	(S ₁ + S ₂)h/2	V ₂ + V ₁
Fonds + 3h	S ₃	h	(S ₂ + S ₃)/2	(S ₂ + S ₃)h/2	V ₃ + V ₂ + V ₁
Fonds + nh	S _n	h	(S _{n-1} + S _n)/2	(S _{n-1} + S _n)h/2=V _n	Σ V _i

De cette courbe on déduit le volume maximum de la cuvette correspondant à la retenue pleine à la cote 266 m.

V_{max} = 150 034 m³

La cote de la crête du déversoir sera fixée à cette valeur.

Cette courbe permet d'analyser le remplissage de la cuvette d'apprécier l'importance du volume des dépôts solides.

Pour notre cas précis, on peut retenir :

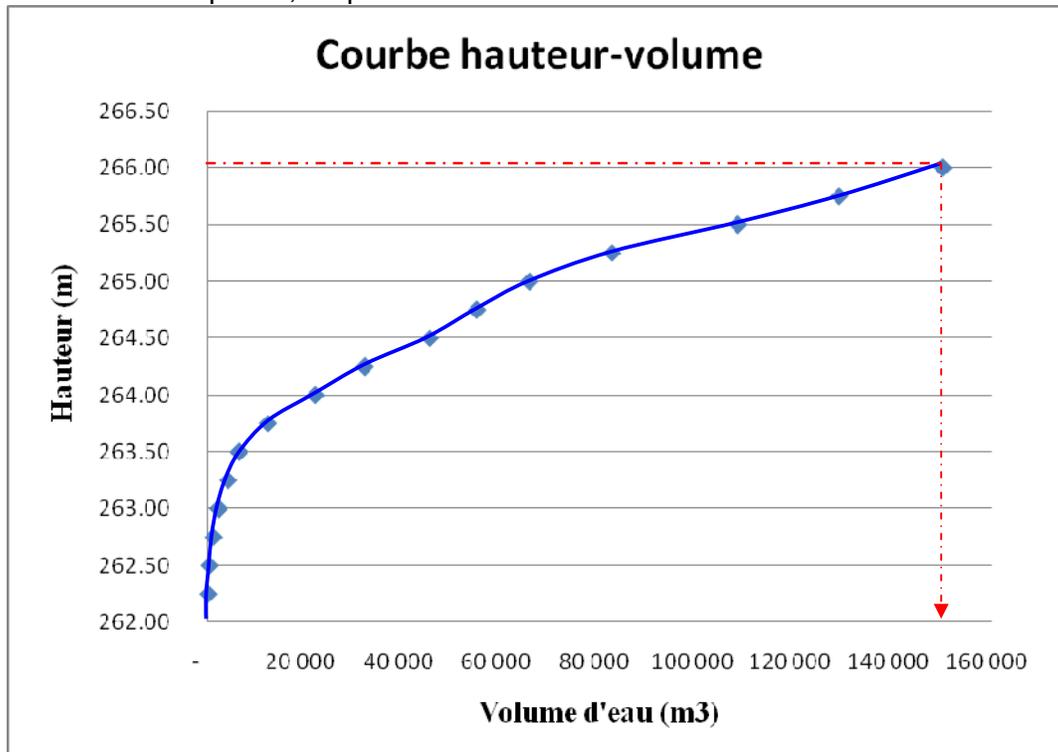


fig. 1 : Courbe hauteur/Volume

Commentaire :

De la côte de fond aux côtes 263 la cuvette accumule 1,45% de sa capacité avec référence prise à la côte projet (266) la cuvette accumule 100% de sa capacité. Cette configuration est un atout pour l'épandage avec un maximum de volume d'eau infiltration.

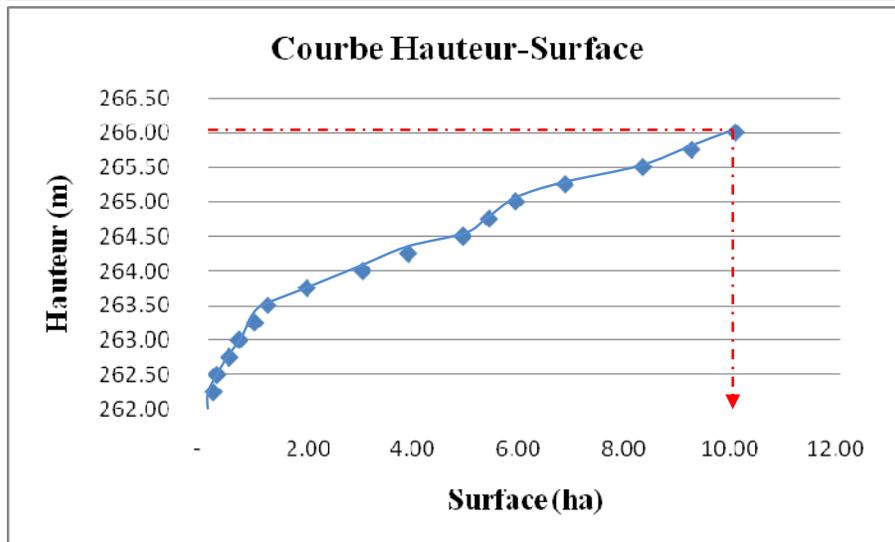


fig. 2 : Courbe hauteur/Surface

C'est une courbe qui permet de faire une analyse croisée côte de calage de l'ouvrage principal et la superficie inondable correspondante.

Pour notre cas cette côte est de : 266 m pour une superficie inondable de **10,01 ha**

Commentaire :

De la côte de fond à la côte 263 la cuvette inonde seulement 5,81% des superficies inondables. Avec référence prise à la côte projet (266) elle inonde 100%.

L'épandage profitable à l'infiltration qui est maximale à partir de la côte 264 jusqu'à la côte projet (les côtes supérieures).

5.3.2 –Détermination de la côte de projet

Pour notre cas cette côte est de : 266 m pour une superficie inondable de 10,1 ha et un volume de la retenu de : 150 034 m³. A cette côte l'épandage profitable à l'infiltration qui est maximale.

5.4 - Évaluation du transport solide

De nombreux Hydrauliciens ont cherchés à établir des relations permettant d'estimer le débit solide d'un cours d'eau, à partir de nombreuses mesures en modèle réduit, sur des fleuves et les formules empiriques dans les cas de manque de données sur les cours d'eau.

Ces différentes formules donnent rarement des résultats comparables, car elles ont été établies dans les conditions différentes.

Il n'y a pas de formules universelles de transport solide.

Dans la présente étude nous utiliserons la formule **SOGREAH**.

$$Es = a \times R^{0.15}$$

Es = taux d'abrasion (t/km².an)

a= coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

R(mm)= lame ruisselle est calculé par la formule de Midinger l

$$R = P^2 \times (0.24 - 0.014 \times (S)^{0.5}) \times 10^{-3}$$

S= Superficie du bassin versant (Km²)

P= Pluviométrie mensuelle maximale =327,2 mm

a= 75 pour les bassins à perméabilités moyennement élevées

S(Km ²)	P (mm)	R	A	Es (t/km ² .an)
70,09	327,2	1 178,45	75	216,65

Remarque : La valeur du transport solide ainsi obtenu est de l'ordre de 15 185 tonnes par an soit 7 096 m³ d'où en absence des mesures antiérosives on assisterait à un comblement totale de la retenue d'ici vingt un an.

5.5- Études hydrauliques – génie civil dimensionnement des ouvrages

Fonctionnement hydraulique de la retenue :

Calage du plan d'eau normal (PEN) :

La variable étant la superficie exploitable. Nous obtenons :

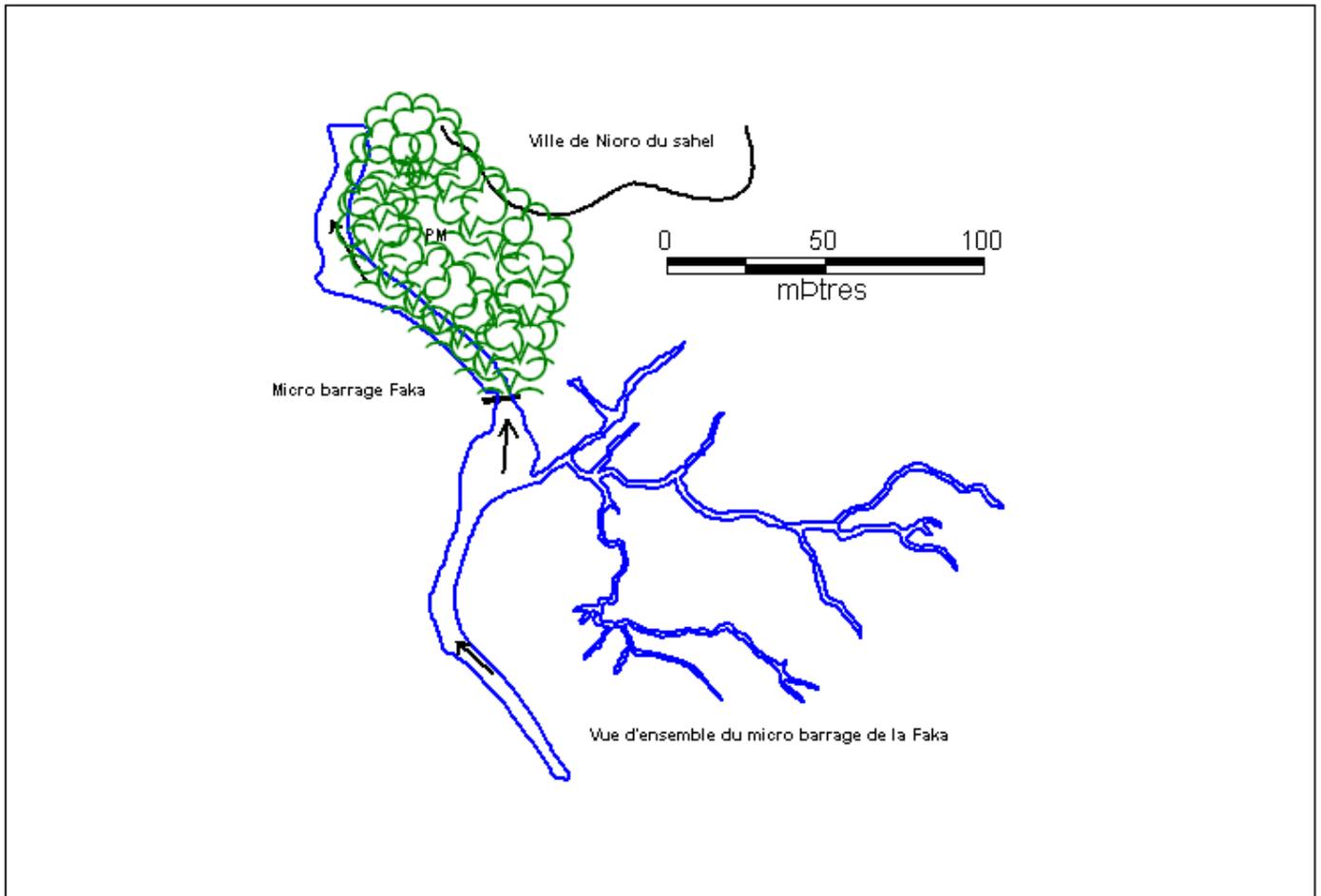
Plan d'eau normale (côte crête du déversoir)	PEN =266 m
Volume de la retenue	150 034 m ³
Superficie inondable	10,01 ha
Hauteur maxi/TN	4,04 m

Choix du type d'évacuation de crue et de bassin de dissipation :

- Critère de choix :
 - la sécurité de fonctionnement ;
 - les facteurs économiques liés aux coûts de réalisation (disponibilité des matériaux de construction);
 - les facteurs géologiques, géotechniques et topographiques ;
 - la facilité d'entretien ;
 - possibilités de modification de l'ouvrage.

Ces critères conduisent aux choix d'un déversoir poids en béton cyclopéen et un bassin de dissipation de type ressaut simple avec l'adoption de matériaux adéquat pour la dissipation de l'énergie.

VUE D'ENSEMBLE DU SITE CHOISI



5.5.1- Dimensionnement des ouvrages :

5.5.1.1- Déversoir :

Notre choix s'est porté sur le déversoir rectangulaire pour les raisons suivantes :

1/ Raisons techniques :

- disponibilité des matériaux (blocs de roche)
- étanchéité par rapport aux autres types de déversoir

2/ Raison sécuritaire : ce type de déversoir offre plus de sécurité que ceux en gabion

3/ Raison économique : la proximité des zones d'emprunts des matériaux de remplissage induit une économie par rapport au déversoir en béton nécessitant que l'emploi de ciment si les granulats se trouvent sur place.

5.5.1.2- Laminage de la crue

Q_{cmax} : crue de projet sans tenir compte de l'effet de laminage car nous nous sommes placés dans l'hypothèse de la survenue de la crue du projet alors que la retenue a été remplie par un épisode pluvieux précédent.

$$Q_{cmax} = m \cdot L_1 \cdot h \cdot (2gh)^{1/2}$$

$$L_1 = Q_{cmax} / m \cdot h \cdot (2gh)^{1/2} = 69,29 / (0,35 \cdot 0,5 \cdot (2 \cdot 10 \cdot 0,5)^{1/2})$$

$$\underline{L_1 \approx 125,2m}$$

5.5.1.3- Ouvrage de protection (Bassin de dissipation) :

a- Détermination des dimensions du bassin de dissipation du réservoir

□ Déterminons la longueur du ressaut.

Plusieurs formules permettent de déterminer la longueur du ressaut mais la formule la plus utilisée est :

$$L = 6 \cdot (Y_2 - Y_1)$$

$$Y_1 = Y_2 / 2 \cdot [(1 + (8q^2 / g \cdot Y_2^3))^{0.5} - 1]$$

$$q = Q/L \text{ où } q = 0.55 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

$$\mathbf{Y_1 = 0.006 m}$$

$$\mathbf{L \approx 6m}$$

□ Déterminons les pertes d'énergie dans le ressaut.

$$\Delta E = [(Y_2 - Y_1)^3 / (4 \cdot Y_1 \cdot Y_2)]$$

$$\Delta E = 41.17$$

b- Les murs en aile :

Sont constitués d'un simple muret en maçonnerie de moellons ayant l'épaisseur de la crête du déversoir et calé à une côte supérieure ou égale à la côte des plus hautes eaux (PHE= 266,5 m) plus une revanche. La côte de calage du muret en aile est de 267 m.

c- Ouvrage de régulation ou de vidange :

L'ouvrage de vidange sera dimensionné pour assurer la vidange de la retenue en moins de 72 heures.

□ Le débit moyen du pertuis peut être approché par :

$$Q_{moy} = m \cdot L \cdot (2 \cdot g)^{0.5} \cdot (H/2)^{3/2}$$

m=0,35
 L= Longueur des batardeaux =2,4m
 Qmoy = 10,71 m3/s

- Le temps de vidange
 $T = V/Q_{moy} \times 3600$
 $T = 3,89$ heures

Elle est constituée de deux pertuis au niveau du lit mineur. Les caractéristiques sont les suivants :

Désignation	Position du pertuis	Dimension du pertuis	Ouvrage de régulation
Pertuis	Profil N°1	120x 404	Batardeau métallique munis de glissière Nombre= 12 Dimension : 120x35cm
Pertuis	Profil N°2	120x 404	Batardeau métallique munis de glissière Nombre= 12 Dimension : 120x35cm

d- Calcul de l'épaisseur des murs bajoyers :

L'épaisseur de mur bajoyers des rives donné par la relation suivante :

$$E = h \times (\pi - 2\phi) / (\pi + 2\phi) \times (\delta_r / \Delta)^{0,5}$$

e ≈ 0.7m (Voir annexe)

e- Largeur de muret de protection :

Dans nos calculs la dimension obtenue pour le mur bajoyer a été attribuée au muret de protection d'où

$$l = 0,7m. \text{ (Voir annexe)}$$

5.5.1.4- Etude de la stabilité du déversoir :

a- La tranchée d'ancrage du déversoir

Pour freiner les phénomènes de renard, il est nécessaire d'ancrer d'une profondeur suffisante le déversoir.

Ce calcul se fait par l'application de la règle de LANE

$$\Sigma L_v + \Sigma L_h / 3 \geq CH \text{ avec}$$

Lv : longueur verticale

Lh : longueur horizontale

H : la hauteur d'eau en amont du déversoir = 4,04m

C : coefficient dépendant de la nature du sol de fondation. Les sondages géotechniques montrent l'existence d'un sol variable de Limon Sableux à Argile limoneuse à limon argileux contenant des nodules et à Argile limoneuse cendre contenant des nodules sur l'axe de l'ouvrage. C = 4,4

D'autre part les formules de empirique nous préconisons un encrage $p \geq H/3$

AN:

Nous adopterons un ancrage p= 3 m

b- Détermination des forces (Voir annexe)

Calcul des forces sur 1 m du mur

Désignation des forces		Forces (t/ml)	Lv (m)	Lh (m)	Moment T.ml
Poussée de l'eau Pe= 14,87 t/ml	Pe1	0,35		8,55	2,99
	Pe2	15,22	2,34		35,61
Sous-pressions U = 8,89 t/ml	U1	2,52		2,88	31,65
	U2	6,37		3,83	
Poids du déversoir W= 44,39 t/ml	W1	10,84		5,4	162,04
	W2	11,11		2,53	
	W3	22,44		3,36	

Vérification de la stabilité :

✓ Renversement

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} \geq 1,5 = 2,45 > 1,5 \text{ vérifiée}$$

✓ Glissement

$$\frac{\Sigma F_v}{\Sigma F_H} > 1 = 2,35 > 1 \text{ vérifiée}$$

Vérification de la règle du tiers central

$$- \frac{B}{6} < e < \frac{B}{2} \Rightarrow -0,95 < 0,14 < 2,87$$

$$e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v} - \frac{B}{2} \right|$$

L'équilibre au renversement est donc vérifié

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

σ_{\max} soit inférieur à la contrainte admissible du sol de fondation

$$\sigma_{\max} = 7,14 \text{ t/m}^2 < 10,8 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée}$$

NB : La plus faible contrainte admissible du sol estimée à partir de l'essai du sol au laboratoire est de 10,8 t/m², cette valeur est strictement supérieure à la contrainte du barrage qui est de 7,14 t/m² d'où la profondeur choisie pour la fondation de l'ouvrage est largement suffisante pour supporter son poids.

5.6- ESTIMATION DU VOLUME TOTAL ABSORBE PAR LA RETENUE :

5.6.1 Estimation de la perméabilité du bas fonds de la Faka.

✓ **La perméabilité du sol est liée à la texture du sol**

La taille des pores du sol a beaucoup d'importance en ce qui concerne le taux d'infiltration (pénétration de l'eau dans le soi) et le taux de percolation (déplacement de l'eau à l'intérieur du sol). La taille et le nombre des pores dépendent étroitement de la texture et de la structure du sol et influent également sur sa perméabilité.

✓ **Variation de la perméabilité en fonction de la texture du sol**

En général, plus la texture du sol est fine, plus la perméabilité est faible, ainsi que le montrent les tableaux suivants:

Perméabilité moyenne de sols de textures différentes (cm/heure)

Sable	5,0
Limon sableux	2,5
Limon	1,3
Limon argileux	0,8
Argile silteuse	0,25
Argile	0,05

D'après les résultats de l'essai au laboratoire, nous avons obtenu ce qui suit :

PUITS N° 1

Un échantillon (01) a été prélevé dans le Puits -2.00 du limon sableux en vue des essais laboratoire.

PUITS N° 2

Un échantillon (01) a été prélevé dans le Puits -1.40 m dans la couche d'argile limoneuse en vue des essais laboratoire.

PUITS N° 3

Deux échantillons (02) ont été prélevés dans le Puits -2.00 dans la couche d'argile limoneuse cendre contenant des nodules et -1.00 m dans la couche Limon argileux contenant des nodules en vue des essais en laboratoire.

Ce qui nous amène à prendre comme valeur moyenne de la perméabilité du bas fonds de la Faka $K = 2,64 \cdot 10^{-4}$ cm/s

5.6.2 Le volume total absorbé par la retenue.

D'après la carte piézométrique présentée, la nappe doit être à environ à la cote 230 à 235m sous la retenue. Ce qui donnerait $L=30$ m environ. Soit $\Delta h/L = 1,1$ environ. En référence à la courbe hauteur-surface, on se place à différents niveaux de la retenue et on calcule le débit pour chacun de ces niveaux :

- pour cote du plan d'eau = 266 m, A = 10 ha, Q = 0.29 m³/s
- pour cote du plan d'eau = 265 m, A = 6 ha, Q = 0.16 m³/s
- pour cote du plan d'eau = 264 m, A = 3 ha, Q = 0.08 m³/s

Si en première approche, on considère un débit d'infiltration moyen de 0,18m³/s, avec 150 034 m³ comme volume total de la retenue on arrive à une durée de vidange du plan d'eau par infiltration de 833 522 secondes, soit 9,6 jours.

Débit moyen infiltré (m3/s)	Volume moyen infiltré par jour (m3)	Temps d'absorption moyen de la retenue pendant l'hivernage (jour)	Volume moyen infiltré par an (m3)	Observations
0.18	15 552	60	933 120	Le volume total infiltré annuellement est supérieur à la quantité d'eau potable fournis par l'EDM en 2011 à Nioro

VI - DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

N°	Désignation des travaux	U,	Qté	P.U	Montant
	I- TRAVAUX PRELIMINAIRES				
1.1	Installation et replis du chantier	ff	1.00	500 000	500 000
1.2	Préparation du terrain et implantation des ouvrages	ff	1.00	500 000	500 000
1.3	Décapage terre végétale emprise des ouvrages(20cm)	m2	3 211	150	481 646
	Sous total 1				1 481 646
	II- DÉVERSOIR et BASSIN DE DISSIPATION				
2.1	Déblai pour tranchée d'encrage et du bassin dans les dimensions du plan	m3	650.14	1 250	812 678
2.2	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 e=10 cm	m3	69.72	35 000	2 440 172
2.3	Filtre en gravier calibré e=5cm	m3	16.55	8 000	132 366
2.4	Filtre en sable calibré e= 5cm	m3	16.55	7 000	115 821
2.5	Béton cyclopéen dosé à 300Kg/m3 pour déversoir	m3	950.13	40 000	38 005 079
2.6	Béton cyclopéen dosé à 300Kg pour bassin de dissipation	m3	154.84	40 000	6 193 488
2.7	Enrochement en pierre sèche à l'aval du bassin de dissipation et mur bajoyer	m3	84.48	4 000	337 920
2.8	Barbacane en PVC63mm	ml	36.00	2 000	72 000
2.9	Enduit étanche dosé à 350 kg/m3 sur le corps du déversoir	m2	190.60	2 500	476 490
2.1	Batardeaux métalliques de 35x110 cm	u	24.00	40 000	960 000
2.11	Échelle limnigraphique a scellé dans un ouvrage en béton	u	1.00	80 000	80 000
	Sous total 2				49 626 014
	III- MUR BAJOYER				
3.1	Déblai pour tranchée d'encrage du mur bajoyer dans les dimensions du plan	m3	69.83	1 250	87 281
3.2	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m3	4.66	35 000	162 925
3.3	Maçonnerie en moellon dosé à 350Kg	m3	111.72	35 000	3 910 200
3.4	Enduit étanche	m2	33.25	2 500	83 125
	Sous total 3				4 243 531
	IV- MUR EN AILE				
4.1	Déblai pour tranchée d'encrage du mur en aile	m ³	6.76	1 250	8 444
4.2	Béton de propreté dosé à 150 Kg /m ³	m ³	0.68	35 000	23 643
4.3	Blocage des fouilles en béton cyclopéen dosé à 300 Kg /m3	m ³	6.08	40 000	243 180
4.4	Maçonnerie pour les murs en aile dosée à 300 Kg /m3	m ³	9.65	35 000	337 750
	Sous total 4				613 016
	V- MURET DE PROTECTION				
5.1	Déblai pour tranchée d'encrage de muret	m ³	8.50	1 250	10 625
5.2	Béton de propreté dosé à 150 Kg /m ³	m ³	1.70	35 000	59 500
5.3	Blocage des fouilles en béton cyclopéen dosé à 300 Kg /m3	m ³	6.80	40 000	272 000
5.4	Maçonnerie pour murets de protection dosée à 300 Kg /m3	m ³	8.50	35 000	297 500
5.5	Empierrement libre pour la protection du mur bajoyer	m3	136	4 000	544 824
	Sous total 5				1 184 449
	Total Général				57 148 657

VII- LES MESURES DE PROTECTIONS ANTI-EROSIVES :

Dans le cas de l'étude du micro barrage de Faka nous envisageons de mettre en place une méthode de lutte contre le transport solide qui est :

- ✓ Les barrières en cailloux pour l'ensemble du bassin versant de la Faka

7.1 Les Barrières en cailloux :

Si le terrain est incliné, même si la pente est très légère, les eaux de ruissellement se concentrent dans les petites dépressions, trouvent un chemin d'écoulement et très vite creusent des petites rigoles qui grandissent dans le temps pour devenir des grandes rigoles puis les ravines.

Pour éviter que la rigole ou le ravine deviennent plus profonde ou plus large, on doit freiner la vitesse d'écoulement dans la rigole par des barrières.

La différence entre rigole et une ravine est surtout sa profondeur. Une rigole a une profondeur de 20 à 50 cm. Nous utilisons le mot ravine si la profondeur dépasse les 50 cm.

a) Définition :

Une barrière en cailloux est une construction de pierre disposées perpendiculairement au tracé d'une rigole ou d'une petite ravine, et débordant légèrement les deux côtés.

b) Objectifs :

L'objectif est de freiner la vitesse d'écoulement de l'eau dans la rigole ou la ravine

- Pour stopper le processus d'approfondissement et d'élargissement de la rigole ou de la ravine
- Pour permettre la sédimentation en amont de l'ouvrage
- Pour favoriser l'installation d'une végétation dans le cours d'eau

Au moyen et long terme certaines rigoles peuvent disparaître et d'être cultivées comme le reste du champ

c) Moyens

Matériels :

- Charrettes pour transport des cailloux ou
- Brouette pour transport des cailloux
- Pioche pour enlever les cailloux
- Daba pour matérialiser l'emplacement des cailloux

Matériaux :

- Cailloux de différentes tailles

d) Choix de sites

Toutes les rigoles et ravines peuvent être traitées par des barrières, mais nous commençons avec :

- Les rigoles qui prennent source dans les champs, et
- Les rigoles qui prennent source dans la brousse en amont des champs, puis passent à travers des champs.

La première barrière doit être placée juste à la tête de la rigole (soit dans la brousse ou dans les champs) puis nous descendons pour la deuxième et ainsi de suit.

La barrière doit être en amont d'un tournant, mais jamais en aval à cause d'un fort creusement dans le tournant.

En principe la distance entre deux barrières dépend de la pente du terrain (plus forte la pente, plus rapprochées les barrières)

Dans les champs, spécialement là où les rigoles ne sont pas très importantes on peut utiliser les tiges de coton ou de céréales pour la confection des barrières (voir fiche technique sur barrières en fascines), mais là où le courant d'eau est important nous utilisons toujours des cailloux.

e) Mode de réalisation

e.1 Confection

On peut distinguer deux types de barrières en cailloux :

- Barrières simples pour les rigoles (jusqu'à 50 cm de profondeur)
- Barrières renforcées pour les rigoles et des ravines plus profondes que 50 à 100cm

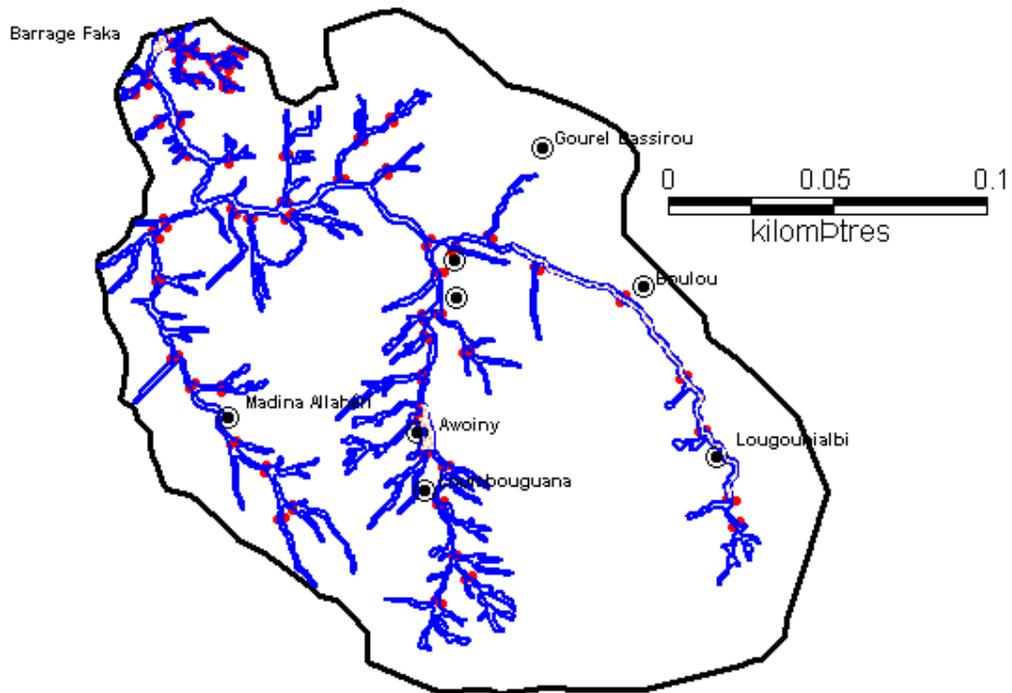
e.1.1 Confection d'une barrière simple

- On commence en traçant une ligne droite à travers du cours d'eau.
- Les deux bouts de la ligne s'arrêtent là où elles atteignent le niveau de la surface du champ
- On dégage un petit fossé le long de la ligne jusqu'à une profondeur de 10 cm et une largeur de 30 m, dans lequel seront bien enfoncés de gros cailloux.
- Ensuite on place une deuxième ligne de moyens et petits cailloux en amont
- Il faut éviter que toute la rigole soit remplie avec des cailloux.
- La crête doit être horizontale

e.1.2 Confection d'une barrière renforcée

- On commence en traçant 2 lignes droites et parallèles à travers du cours d'eau
- La distance entre les deux lignes est de 500 cm
- Les deux bouts des lignes s'arrêtent là où elles atteignent le niveau de la surface du champ
- Au deux bouts on trace une ligne droite de 2 m de longueur, légèrement vers l'amont pour des ailes.
- On dégage un fossé le long de la première ligne en amont jusqu'à une profondeur de 20 cm et une largeur de 30 cm dans lequel seront bien enfoncées de gros cailloux.
- On place encore des gros et moyens cailloux en amont de la première ligne
- On met une autre couche de moyens cailloux en dessous de la première ligne
- La deuxième ligne en aval soit construite comme une barrière simple
- L'espace vide entre les deux lignes doit être rempli d'abord avec une couche de petits cailloux et au dessus une couche de moyens cailloux.
- Tous les cailloux doivent être placés d'une manière stable
- Boucler les vides entre les gros et moyens cailloux avec des petits cailloux sur les deux lignes aux côtés amont
- On sécurise les bords des berges entre les 2 lignes.

d.5 Zone concernée par les barrières en cailloux



CARTE D'OCCUPATION DU SOL



7.3 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES MESURES DE PROTECTIONS ANTI-EROSIVES

N°	Désignation des travaux	U,	Qté	P.U	Montant
	I- TRAVAUX PRELIMINAIRES				
1.1	Installation et replis du chantier	ff	1	1 500 000	1 500 000
	Sous total 1				1 500 000
	II- F/P DE BARRIERES EN CAILLOUX				
2.1	Déblai pour nivellement de l'emprise des barrières en cailloux	m3	1278	1 250	1 597 500
2.2	F/P des moellons y compris toute sujétion	m3	2790	4 000	11 160 000
2.3	Renforcement des barrières en cailloux par les gambions 0.5X0.5x2	U	202.5	30 000	6 075 000
	Sous total 2				18 832 500
	Total Général				20 332 500

VIII- ESTIMATION DU COUT DU PROJET

N°	Désignation des travaux	Coûts (FCFA)
I	Travaux de réalisation en entreprise + main d'œuvre valorisée	57 148 657
II	Mesures de protections antiérosives	20 332 500
II	Contrôle et surveillance technique des travaux	7 748 115
	TOTAL	85 229 272

Le coût total du projet s'élève à : **Quatre vingt cinq millions deux cent vingt neuf mille deux cent soixante douze francs CFA (85 229 272 F CFA).**

Nioro-du-Sahel, le 24 septembre 2011

BICED-SARL

Directeur général

Boureima KOUYATÉ

IX- ETUDE HYDROGEOLOGIQUE

L'hydrogéologie est la science qui étudie les eaux souterraines tant du point de vue de leur origine que de leur mouvement à travers les formations géologiques, de leur composition et éventuellement de leur utilisation.

Le but de l'hydrogéologie est l'utilisation optimale des ressources en eaux souterraines et pour cela, il faut une délimitation précise du milieu naturel (géologie et géophysique), une étude des quantités d'eau en présence (hydrologie), la connaissance des lois régissant l'écoulement (hydrodynamique), une appréhension de la qualité de l'eau (hydrogéochimie), une maîtrise des méthodes de captage.

9.1 Etablissement de la carte piézométrique

La carte piézométrique constitue une synthèse essentielle de l'étude hydrogéologique. Elle permet une analyse du comportement hydrodynamique de la nappe. La carte piézométrique permet aussi de visualiser le schéma de la capacité conductrice du réservoir. Elle donne la structure et la configuration de l'aquifère.

9.1.1 Le niveau piézométrique

C'est le niveau de la colonne d'eau qui équilibre la pression hydrostatique régnant au bas de la colonne. Le niveau piézométrique est mesuré en mètres et est obtenu par différence entre l'altitude Z de l'ouvrage (puits, forage, piézomètre) par rapport au plan horizontal de référence (niveau 0 IGN de la mer) et la profondeur (n) de l'eau dans cet ouvrage. La mesure de niveaux piézométriques dans plusieurs endroits d'une nappe, permet d'obtenir des courbes d'égal niveau piézométriques représentant la surface piézométrique.

9.1.2 La surface piézométrique

C'est la surface qui représente la distribution des charges hydrauliques. Dans le cas d'une nappe libre, la surface piézométrique coïncide avec la surface libre de la nappe. Dans le cas d'une nappe captive, cette surface piézométrique se trouve au dessus du toit perméable.

9.1.3 La carte piézométrique

C'est la représentation cartographique de la surface du plan d'eau libre par des courbes équipotentielles. Ce sont des courbes d'égal niveau piézométrique ou isopièzes. Elles sont aussi appelées courbes hydroisohypses par analogie aux courbes de niveau ou isohypses de la surface topographique.

La construction des isopièzes se fait en plusieurs étapes :

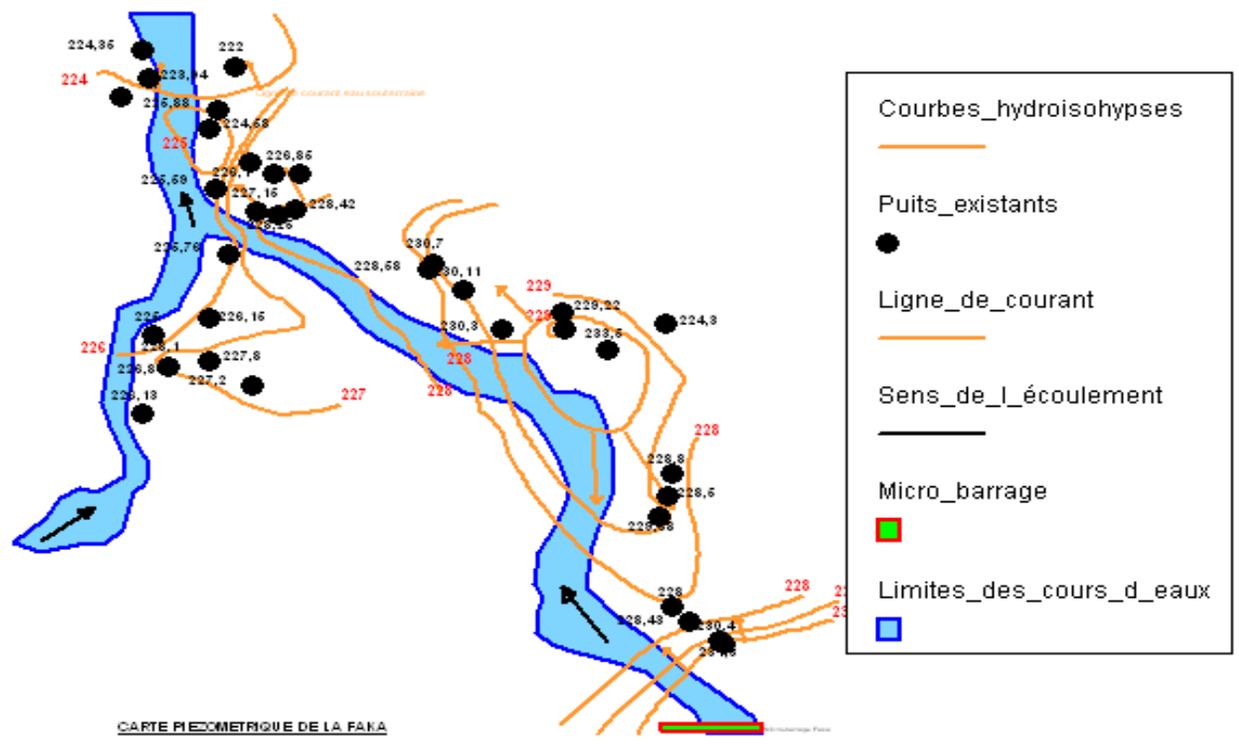
- ✓ avoir les données de terrain : charge piézométrique et coordonnées des points (x, y, z). Les mesures en différents points de la nappe doivent se faire si possibles en même temps ou dans un intervalle de temps très court pour éviter une fluctuation trop importante de la nappe.
- ✓ reporter les données sur une carte : les noms des points et la charge hydraulique.
- ✓ choisir l'équidistance de la carte (un mètre)
- ✓ tracer les courbes selon la méthode choisie

a) Méthode des triangles

Cette méthode consiste à regrouper les points de mesure 3 par 3 ; à tracer les côtés des triangles reliant ces 3 points, à subdiviser chaque côté du triangle en segments proportionnels puis on relie les points de construction par des courbes.

b) Méthode de cartographie par ordinateur : Cas du logiciel SURFER

Pour notre cas nous avons utilisé la méthode des triangles pour l'élaboration de la carte piézométrique donc les résultats sont consignés sur la carte ci-dessous.



c) Interprétation des cartes piézométriques

1 Analyse de la morphologie de la surface piézométrique

✓ **Les lignes de courant**

On considère en hydrodynamique que l'écoulement est un ensemble de filets d'eau composé de particules déplaçant le long de trajectoires idéalisées.

Les lignes de courant schématisent ces trajectoires théoriques et sont perpendiculaires aux isopièzes.

On indique sur cette ligne la direction de l'écoulement qui va des potentiels élevés vers les potentiels moins élevés, le nombre de lignes est arbitraire mais il faut en mettre suffisamment pour matérialiser les variations de direction et de sens d'écoulement matérialisé par des flèches.

Dans certains cas les lignes de courant convergent vers une même zone, cette zone est appelée axe de drainage. Dans d'autres cas ces lignes de courant divergent et elles déterminent une ligne de partage des eaux souterraines.

✓ **Le type d'écoulement :**

Nous constatons un écoulement non uniforme.

La vitesse, le débit, la direction et le sens de l'écoulement sont variables selon les régions de la nappe. On distingue deux grands types d'aquifères :

❖ **aquifère à nappe cylindrique**

Les lignes équipotentiels sont des droites parallèles à espacement variable.

Lorsque les équipotentiels se resserrent dans le sens de l'écoulement, on obtient un profil piézométrique de type parabolique. Et lorsque par contre l'écartement se fait dans le sens de l'écoulement le profil piézométrique est de type hyperbolique.

Mais ce qu'on constate sur les courbes piézométrique de la faka est la conjugaison de ces deux types allure piézométrique d'une part

❖ **aquifère à nappe radiale**

Les nappes ont des formes coniques, bombées ou déprimées et dans ces cas les isopièzes présentent des courbures dont l'orientation de la concavité par rapport au sens de l'écoulement.

ANNEXES

ANNEXE 1 : RAPPORT D'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

LESAU - BTP
MALI
Laboratoire des études de sols et
Foi
Auscultation en Batiment et Travaux Publics
-O-O-O-O-O-
Bamako - Yirimadio
Te.76 45 95 83 - Email:lesau@gmail.com

REPUBLIQUE DU

Un Peuple - Un But - Une

**PROJET D'AMENAGEMENT D'UN MICRO BARRAGE DANS LA
COMMUNE URBAINE DE NIORO, CHEF LIEU DE COMMUNE**

ETUDES GEOTECHNIQUES DE SOLS DE FONDATIONS

Client: BICED - SARL

janvier 2011

SOMMAIRE

I.INTRODUCTION:.....	3
II.SONDAGES SUR LE TERRAIN.....	3
II. 1.Puits manuel.....	3
III.ESSAIS DE CISAILLEMENT EN LABORATOIRE:.....	3
III. 1.Généralités.....	3
IV.CONCLUSION.....	4

I. INTRODUCTION:

A la demande de BICED Sarl et pour son compte, le Laboratoire des études de sols et Auscultation en Bâtiment et Travaux Publics (**LESAU - BTP**) a procédé aux essais géotechniques des sols de fondations du projet d'aménagement d'un micro barrage dans la commune urbaine de Nioro du sahel, chef lieu de commune.

Des sondages ont été effectués par les soins du client et les échantillons ont été acheminés au Laboratoires.

II. SONDAGES SUR LE TERRAIN:

Les sondages sur le terrain ont consisté en l'exécution de trois puits manuels.

II.1. Puits manuels:

Trois (03) grands puits manuels descendus respectivement à 2, 1,4 et 2 mètres de profondeur ont été exécutés sur le site avec prélèvement de quatre (4) échantillons pour essai en Laboratoire.

Les coupes géologiques des puits sont les suivantes:

PUITS N° 1

Un échantillon (01) a été prélevé dans le Puits -2.00 du limon sableux en vue des essais laboratoire.

PUITS N° 2

Un échantillon (01) a été prélevé dans le Puits -1.40 m dans la couche d'argile limoneuse en vue des essais laboratoire.

PUITS N° 3

Deux échantillons (02) ont été prélevés dans le Puits -2.00 dans la couche d'argile limoneuse cendre contenant des nodules et -1.00 m dans la couche Limon argileux contenant des nodules en vue des essais en laboratoire.

III. ESSAIS DE CISAILLEMENT EN LABORATOIRE:

III.1. Généralités:

Les échantillons prélevés lors des sondages manuels (puits à ciel ouvert) ont été soumis aux essais ci-dessous suivants:

- mesure de la teneur en eau naturelle;
- densité humide apparente;
- cisaillement rectiligne.

Puits N°	Profondeur (m)	Densité Humide Yh(t/m3)	Densité Sèche Yd(t/m3)	Teneur En eau W (%)	Angle de Frottement ϕ (°)	Cohésion C (t/m2)
1	2.00	1.97	1.59	13.95	19.60	27.22
2	1.40	1.89	1.72	14.55	22.60	10.71
3	1.00	2.04	1.76	18.12	23.00	26.02
4	2.00	2.12	1.83	15.44	22.20	17.77

A Partir de l'essai de cisaillement rectiligne, la contrainte admissible du sol est estimée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_a = y_h \cdot H + \frac{k \cdot B \cdot y_h \cdot N_y + y_h \cdot (N_q - 1) \cdot H + f \cdot C \cdot N_c}{F} \quad \text{ou}$$

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible

Yh et yd : densité apparente humide et sèche du sol

H : profondeur d'ancrage.

B : largeur de la semelle

ϕ : Angle de frottement interne

Ny, Nq et Nc : sont des facteurs de portance fonction de l'angle de frottement interne ϕ ;

C : cohésion

K et f : sont des coefficients fonction de la forme de la semelle.

Pour les semelles isolées K = 0.25 et f = 1.30

Pour les semelles filantes K = 0.50 et f = 1

F = coefficient de sécurité pris égal à 3

La contrainte ultime est estimée par la formule suivante :

$$Q_u = S_c \cdot C \cdot N_c + \frac{1}{2} S_y \cdot y_h \cdot B \cdot N_y + S_q \cdot y_h \cdot D \cdot N_q \quad \text{ou}$$

Sc, Sy et Sq sont des coefficients de forme avec

$$Sc = 1 + 0.2 B/L$$

$$Sy = 1 - 0.2 B/L$$

$$Sq = 1$$

B = largeur de semelle

D = profondeur

Les résultats des essais sont consignés dans le tableau ci-dessous

Puits N°	Profondeur de prélèvement (m)	Densité humide Yh(t/m3)	cisaillement		contraintes	
			C (t/m2)	ϕ (°)	δa (t/m2)	Qu (t/m2)
1	2.00	1.97	27.22	19.60	10.80	59.78
2	1.40	1.89	10.71	22.60	17.54	
3	1.00	2.04	26.02	23.00	28.95	
4	2.00	2.12	17.77	22.20	28.02	74.69

La réaction du sol sous une structure, au moins définie dans ses grandes lignes, peut être souvent caractérisée par une valeur ultime Qu.

Cette valeur tient alors implicitement compte des dimensions prévisibles des semelles de leurs implantations respectives, et d'éventuelles alternances : compression, décompression de sol et de l'inclinaison prévisible de la résultante des charges appliquées.

Dans certains cas particuliers, il convient de définir pour chaque situation la valeur ultime Qu.

La contrainte de calcul q est la plus petite des deux (02) valeurs $qu/2$ et de celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure.

IV. CONCLUSION :

Ne connaissant pas la valeur des descentes des charges du micro barrage projeté, le choix du type de fondation étant en fonction des contraintes ci-dessus est laissée à l'initiative du projeteur.

Les tableaux des contraintes admissibles et ultimes des essais de cisaillements rectilignes et de contrainte de rupture sont ci-dessus consignés pour exploitation par le projeteur. Les courbes graphiques des essais de cisaillement sont en annexe du présent document.

Fait à Bamako le 6 Janvier 2011

Le Directeur Général
Laboratoire d'Etudes
des sols et Auscultations
Mamadou - Bko
Moussa MAIGA

ESSAI DE CISAILLEMENT

détermination des caractéristiques intrinsèques



Dossier : Micro barrage de Faka
Chantier : Faka
Référence dossier : Cisail-2011-005

Date d'ouverture : 06/01/2011
Code archive : A2011-005
Type étude : Rapport de Sol

Référence(s) Norme(s)
Essai réalisé selon : NF P 94-071
Masse(s) Volumique(s) : NF P 94-053 et 94-054
prélèvement(s) échantillon(s) :

Teneur en Eau : NF P 94-049-1 (micro ondes)
e, n, Sr : NF P 98-231-1
autre(s) norme(s) :

Information(s) Essai

Réf. essai : Rx-00
date de l'essai : 06/01/2011
Type d'essai : Consolidé-Drainé
Type de boîte : circulaire 60 mm x mm x 30 mm
Vitesse d'essai : 1 mm/min
Opérateur : Sidiki DRABO
Masse Volumique des solides : 1.97 g/cm³
masse volumique des solides mesurée.

nature :
Limon sableux

observation(s) :

Responsable : Moussa MAIGA

Type d'essai : Consolidé-Drainé
Réf. prélèvement :
date prélèvement : 06/01/2011
Prélevé par : client
Sondage : 1
Profondeur : 2
Classement matériau :

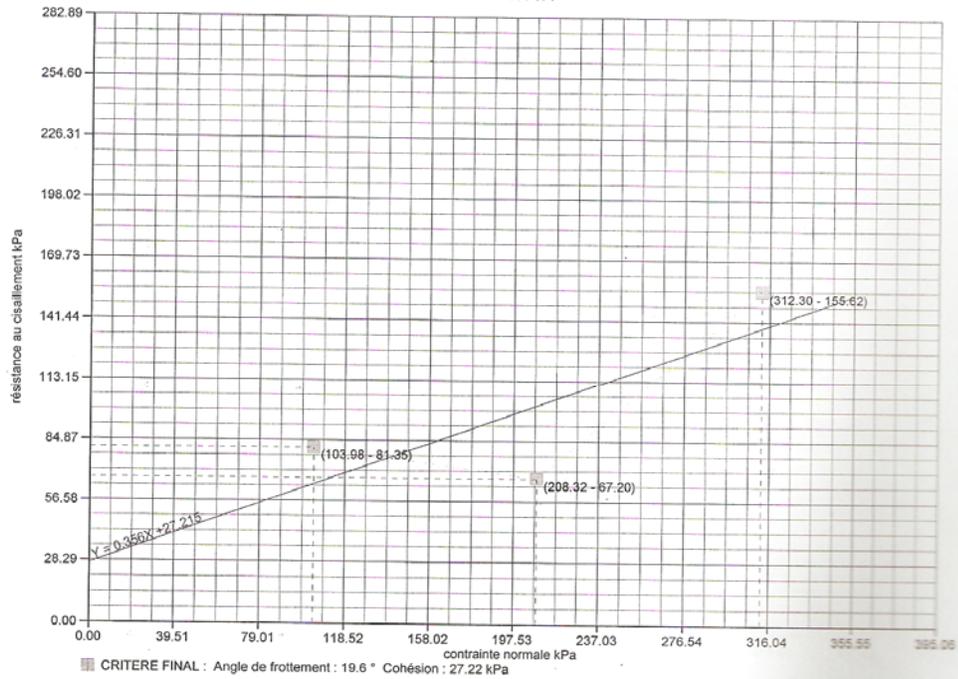
n° boîte	Avant essai					Après Consolidation		Après cisaillement		Paramètres de Résistance			
	ρ [g/cm ³]	ρ _d [g/cm ³]	w [%]	e	Sr	ρ _d [g/cm ³]	T100 [min]	w [%]	σ [kPa]	τ _{f,p} [kPa]	δ _{f,p} [mm]	τ _{f,f} [kPa]	δ _{f,f} [mm]
1	1.97	1.59	13.95	0.239	1.150	1.65	0.00	0.00	103.98	81.35	4.860	81.35	5.000
2	1.97	1.59	13.95	0.239	1.150	1.65	0.00	0.00	208.32	67.20	4.370	67.20	5.000
3	1.97	1.59	13.95	0.239	1.150	1.65	0.00	0.00	312.30	155.62	4.750	155.62	5.000

Les contraintes normales sont calculées à partir des sections normales. Les contraintes tangentielles sont calculées à partir des sections normales.

	PIC	FINAL
Ø (°)	19.6	19.6
C (kPa)	27.22	27.22

Cisaillement à la boîte

NFP 094-071



ESSAI DE CISAILLEMENT

détermination des caractéristiques intrinsèques



Dossier : Micro barrage de Faka
Chantier : Faka
Référence dossier : Cisail-2011-006

Date d'ouverture : 06/01/2011
Code archive : A2011-006
Type étude : Rapport de Sol

Référence(s) Norme(s)
Essai réalisé selon : NF P 94-071
Masse(s) Volumique(s) : NF P 94-053 et 94-054
prélèvement(s)+échantillon(s) :

Teneur en Eau : NF P 94-049-1 (micro ondes)
e, n, Sr : NF P 98-231-1
autre(s) norme(s) :

Information(s) Essai

Réf. essai : Rx-00
date de l'essai : 06/01/2011
Type d'essai : Consolidé-Drainé
Type de boîte : rectangulaire 60 mm x 60 mm x 30 mm
Vitesse d'essai : 1 mm/min
Opérateur : Sidiki DRABO
Masse Volumique des solides : 1.89 g/cm³
masse volumique des solides mesurée.

nature : Argile limoneuse

observation(s) :

Type d'essai : Consolidé-Drainé
Réf. prélèvement :
date prélèvement : 06/01/2011
Prélevé par : client
Sondage : 2
Profondeur : 1.4
Classement matériau :

Responsable : Moussa MAIGA

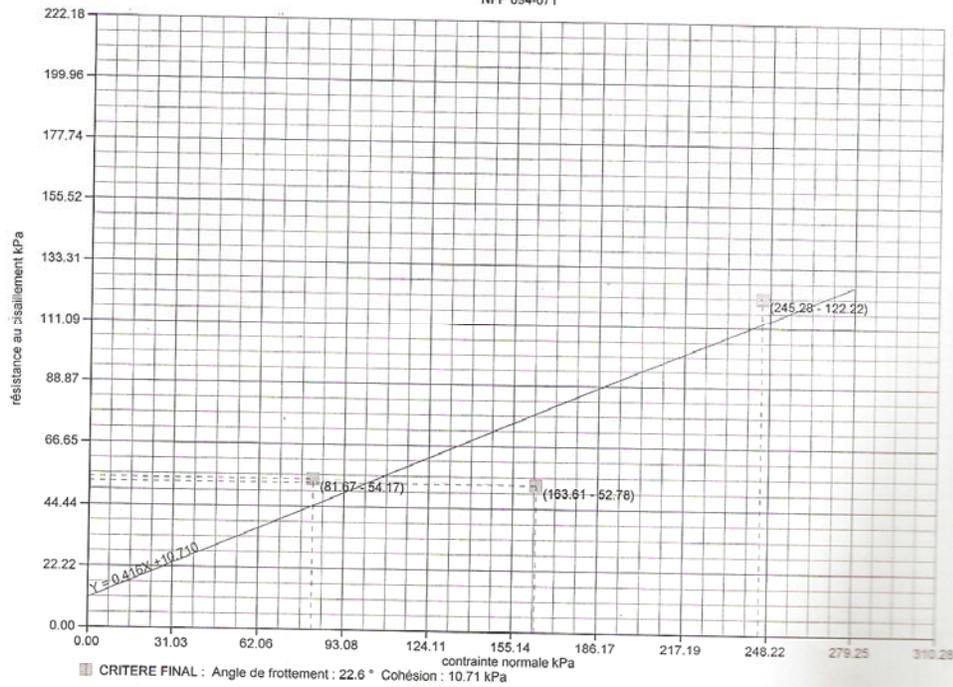
n° boîte	Avant essai					Après Consolidation		Après cisaillement		Paramètres de Résistance			
	p [g/cm ³]	ρd [g/cm ³]	w [%]	e	Sr	ρd [g/cm ³]	T100 [min]	w [%]	σ [kPa]	τ _{f,p} [kPa]	δ _{f,p} [mm]	τ _{f,f} [kPa]	δ _{f,f} [mm]
1	1.89	1.72	14.55	0.099	2.778	1.65	0.00	0.00	81.67	58.33	5.390	54.17	5.000
2	1.89	1.72	14.55	0.099	2.778	1.65	0.00	0.00	163.61	52.78	3.860	52.78	5.000
3	1.89	1.72	14.55	0.099	2.778	1.65	0.00	0.00	245.28	122.22	3.780	122.22	5.000

Les contraintes normales sont calculées à partir des sections normales. Les contraintes tangentielles sont calculées à partir des sections normales.

	PIC	FINAL
Ø (°)	21.3	22.6
C (kPa)	17.78	10.71

Cisaillement à la boîte

NFP 094-071



ESSAI DE CISAILLEMENT

détermination des caractéristiques intrinsèques



Dossier : Micro barrage de Faka
Chantier : Faka
Référence dossier : Cisail-2011-007

Date d'ouverture : 06/01/2011
Code archive : A2011-007
Type étude : Rapport de Sol

Référence(s) Norme(s)

Essai réalisé selon : NF P 94-071
 Masse(s) Volumique(s) : NF P 94-053 et 94-054
 prélèvement(s)+échantillon(s) :

Teneur en Eau : NF P 94-049-1 (micro ondes)
 e, n, Sr : NF P 98-231-1
 autre(s) norme(s) :

Information(s) Essai

Réf. essai : Rx-00
 date de l'essai : 06/01/2011
 Type d'essai : Consolidé-Drainé
 Type de boîte : circulaire 60 mm x mm x 30 mm
 Vitesse d'essai : 1 mm/min
 Opérateur : Sidiki DRABO
Masse Volumique des solides : 2.04 g/cm³
 masse volumique des solides mesurée.

nature :
 Limon argileux contenant des nodules

Type d'essai : Consolidé-Drainé
 Réf. prélèvement :
 date prélèvement : 06/01/2011
 Prélév par : client
 Sondage : 3
 Profondeur : 1
 Classement matériau :

observation(s) :

Responsable : Moussa MAIGA

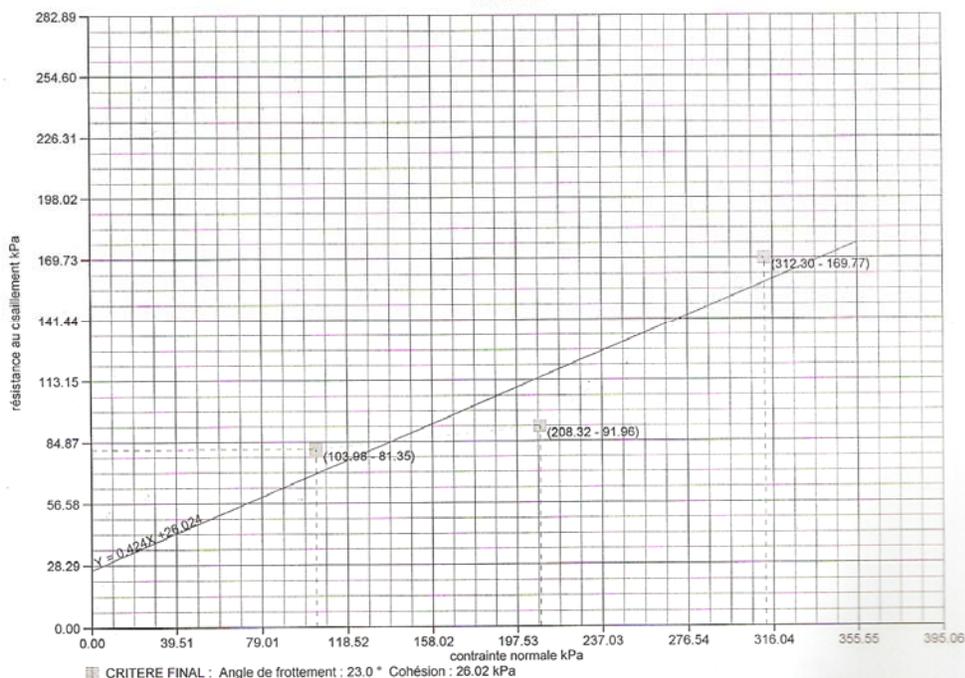
n° boîte	Avant essai					Après Consolidation		Après cisaillement		Paramètres de Résistance			
	ρ [g/cm ³]	ρ _d [g/cm ³]	w [%]	e	Sr	ρ _d [g/cm ³]	T100 [min]	w [%]	σ [kPa]	τ _{f,p} [kPa]	δ _{f,p} [mm]	τ _{f,f} [kPa]	δ _{f,f} [mm]
1	2.04	1.76	18.12	0.159	2.325	1.65	0.00	0.00	103.98	81.35	4.400	81.35	5.000
2	2.04	1.76	18.12	0.159	2.325	1.65	0.00	0.00	208.32	91.96	4.370	91.96	5.000
3	2.04	1.76	18.12	0.159	2.325	1.65	0.00	0.00	312.30	169.77	4.750	169.77	5.000

Les contraintes normales sont calculées à partir des sections normales. Les contraintes tangentielles sont calculées à partir des sections normales.

	PIC	FINAL
Ø (°)	23.0	23.0
C (kPa)	26.02	26.02

Cisaillement à la boîte

NFP 094-071



ESSAI DE CISAILLEMENT

détermination des caractéristiques intrinsèques

Dossier : Micro barrage de Faka
Chantier : Faka
Référence dossier : Cisail-2011-008

Date d'ouverture : 06/01/2011
Code archive : A2011-008
Type étude : Rapport de Sol



Référence(s) Norme(s)

Essai réalisé selon : NF P 94-071
Masse(s) Volumique(s) : NF P 94-053 et 94-054
prélèvement(s)+échantillon(s) :

Teneur en Eau : NF P 94-049-1 (micro ondes)
e, n, Sr : NF P 98-231-1
autre(s) norme(s) :

Information(s) Essai

Réf. essai : Rx-00
date de l'essai : 06/01/2011
Type d'essai : Consolidé-Drainé
Type de boîte : circulaire 60 mm x mm x 30 mm
Vitesse d'essai : 1 mm/min
Opérateur : Sidiki DRABO
Masse Volumique des solides : 2.12 g/cm³
masse volumique des solides mesurée.

nature :
Argile limoneuse cendre contenant des nodules

observation(s) :

Type d'essai : Consolidé-Drainé
Réf. prélèvement :
date prélèvement : 06/01/2011
Prélevé par : client
Sondage : 4
Profondeur : 2
Classement matériau :

Responsable : Moussa MAIGA

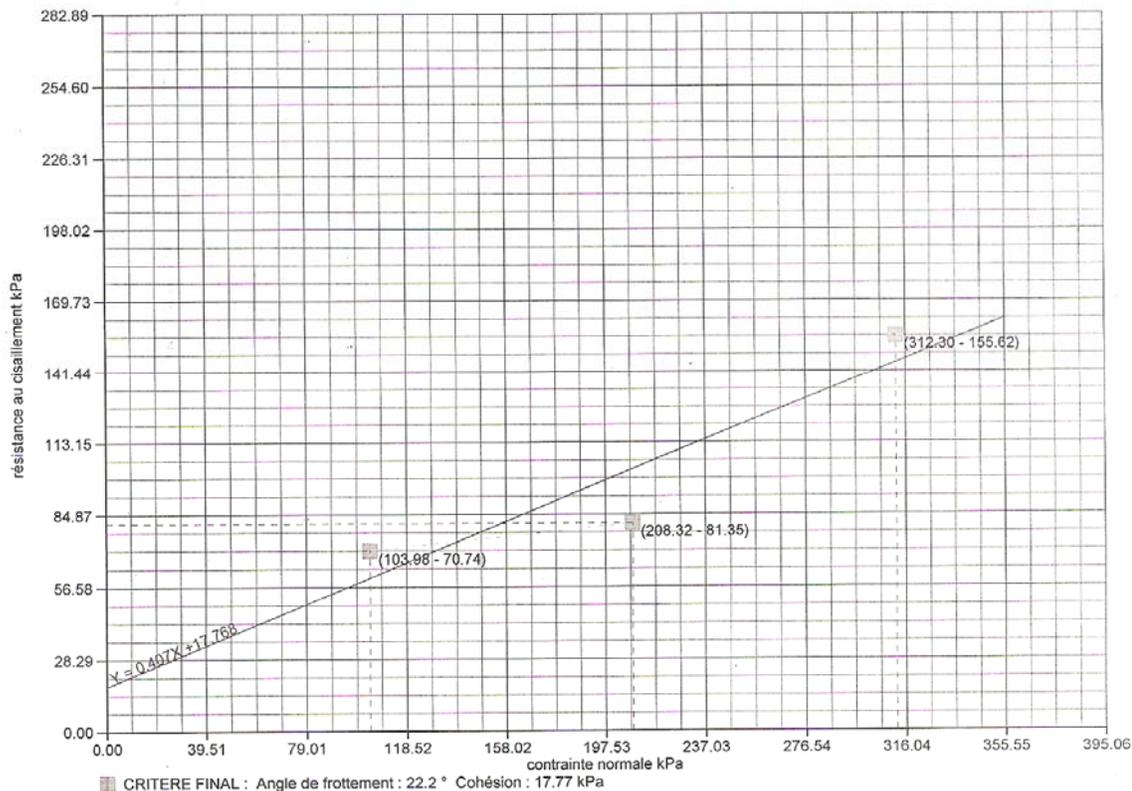
n° boîte	Avant essai					Après Consolidation		Après cisaillement		Paramètres de Résistance			
	p [g/cm ³]	ρ _d [g/cm ³]	w [%]	e	Sr	ρ _d [g/cm ³]	T100 [min]	w [%]	σ [kPa]	τ _{f,p} [kPa]	δ _{f,p} [mm]	τ _{f,f} [kPa]	δ _{f,f} [mm]
1	2.12	1.83	15.44	0.158	2.072	1.65	0.00	0.00	103.98	70.74	3.980	70.74	5.000
2	2.12	1.83	15.44	0.158	2.072	1.65	0.00	0.00	208.32	81.35	4.370	81.35	5.000
3	2.12	1.83	15.44	0.158	2.072	1.65	0.00	0.00	312.30	155.62	3.780	155.62	5.000

Les contraintes normales sont calculées à partir des sections normales. Les contraintes tangentielles sont calculées à partir des sections normales.

	PIC	FINAL
Ø (°)	22.2	22.2
C (kPa)	17.77	17.77

Cisaillement à la boîte

NFP 094-071



ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL

Études hydrauliques – génie civil dimensionnement des ouvrages

Fonctionnement hydraulique de la retenue :

Calage du plan d'eau normal (PEN) :

La variable étant la superficie exploitable. Nous obtenons :

Plan d'eau normale (côte crête du déversoir)	PEN = 266 m
Volume de la retenue	150 034 m ³
Superficie inondable	10,1 ha
Hauteur maxi/TN	4.04 m

Choix du type d'évacuation de crue et de bassin de dissipation :

- Critère de choix :
 - la sécurité de fonctionnement ;
 - les facteurs économiques liés aux coûts de réalisation (disponibilité des matériaux de construction);
 - les facteurs géologiques, géotechniques et topographiques ;
 - la facilité d'entretien ;
 - possibilités de modification de l'ouvrage.

Ces critères conduisent aux choix d'un déversoir poids en béton cyclopéen et un bassin de dissipation de type ressaut simple avec l'adoption de matériaux adéquats pour la dissipation de l'énergie.

Dimensionnement des ouvrages :

Déversoir :

Notre choix s'est porté sur le déversoir rectangulaire pour les raisons suivantes :

- raisons techniques

Disponibilité des matériaux (blocs de roche)

Étanchéité par rapport aux autres types de déversoir

. Raison sécuritaire : ce type de déversoir offre plus de sécurité que ceux en gabion.

. Raison économique la proximité des zones d'emprunts des matériaux de remplissage induit une économie par rapport au déversoir en béton nécessitant que l'emploi de ciment si les granulats se trouvent sur place.

Laminage de la crue

Q_{cmax} : crue de projet sans tenir compte de l'effet de laminage car nous nous sommes placés dans l'hypothèse de la survenue de la crue du projet alors que la retenue a été remplie par un épisode pluvieux précédent.

$$Q_{cmax} = m \cdot L_1 \cdot h \cdot (2gh)^{1/2}$$

$$L_1 = Q_{cmax} / m \cdot h \cdot (2gh)^{1/2} = 69,29 / (0,35 \cdot 0,5 \cdot (2 \cdot 10 \cdot 0,5)^{1/2})$$

L1 ≈ 125,2m

- débit de dimensionnement	Q	=	69,29 m ³ /s
- longueur utile (longueur de déversement) L	L	=	125,2 m
- charge maximale	h	=	0,5 m
- largeur en crête		=	70 cm
- hauteur maxi / TN		=	4,04 m
- talus amont		=	verticale

- talus aval = 1/1.25
- tranchée d'encrage : profondeur maxi = 3 m
- filtre pour éviter la production de sous pression épaisseur 10 cm.

Ouvrage de protection (Bassin de dissipation) :

a- Détermination des dimensions du bassin de dissipation du réservoir

Le bassin de dissipation est du type "Bassin à ressaut"

Il existe plusieurs types de bassin à ressaut selon la valeur du nombre de Froude. Trouvons le nombre de Froude

Le nombre de Froude est obtenu à partir de certaines dimensions du bassin à ressaut.

De manière pratique pour les valeurs de h/H_o allant de 0.1 à 0.7 et pour des valeurs de Y_n / H_o allant de 0.1 à 0.8, on peut déterminer D à partir de l'abaque **fig 49b** (enfouissement de la fosse de dissipation en fonction de la profondeur du lit avec la pelle et de la hauteur de la lame d'eau au dessus du seuil) annexé au document.

$$Y_n / H_o = 0,25$$

$$H / H_o = 0,12$$

0,1 < 0.12 < 0,15, correspondant à une courbe se trouvant entre 0,1 et 0,15 sur l'abaque.

$$Y_n = 1 \text{ m} = Y_2$$

$$D/H_o = 0,3$$

$$D = 1,21 \text{ m}$$

La profondeur critique $Y_c = 0.47 \cdot (Q/L)^{2/3}$

$Y_c = 0.32 \text{ m} < Y_n$ d'où l'écoulement est fluvial dans le canal

$$F = V / (g \cdot Y_n)^{0.5}$$

$$V = (2 \cdot g \cdot [0.9 \cdot (H+h) - Y_n])^{0.5}$$

$$V = 7.85 \text{ m/s}$$

$$F = 2.48$$

Si $4.5 < F$ et la vitesse $V <$ nous nous trouvons dans le cas d'un Bassin type II.

□ Déterminons la longueur du ressaut.

Plusieurs formules permettent de déterminer la longueur du ressaut mais la formule la plus utilisée est :

$$L = 6 \cdot (Y_2 - Y_1)$$

$$Y_1 = Y_2 / 2 \cdot [(1 + (8q^2 / g \cdot Y_2^3))^{0.5} - 1]$$

$$q = Q/L \text{ où } q = 0.55 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$Y_1 = 0.006 \text{ m}$$

$$L \approx 6 \text{ m}$$

□ Déterminons les pertes d'énergie dans le ressaut.

$$\Delta E = [(Y_2 - Y_1)^3 / (4 \cdot Y_1 \cdot Y_2)]$$

$$\Delta E = 41.17$$

Cette valeur de l'énergie abrasive des courants est dissipée ; elle garantit un régime fluvial voire laminaire à la sortie du bassin.

Malgré cette disposition sécuritaire de protection de l'ouvrage, la conception prévoit :

Un empierrement libre tout le long du bassin.

b- Les murs en aile :

Sont constitués d'un simple muret en maçonnerie de moellons ayant l'épaisseur de la crête du déversoir et calé à une côte supérieure ou égale à la côte des plus hautes eau (PHE= 266.5 m) plus une revanche. La côte de calage du muret en aile est de **267 m**.

c- Ouvrage de régulation ou de vidange :

L'ouvrage de vidange sera dimensionné pour assurer la vidange de la retenue en moins de 72 heures.

- Le débit moyen du pertuis peut être approché par :

$$Q_{moy} = m \cdot L \cdot (2 \cdot g)^{0.5} \cdot (H/2)^{3/2}$$

$$m = 0,35$$

$$L = \text{Longueur des batardeaux} = 2,4\text{m}$$

$$Q_{moy} = 10,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le temps de vidange

$$T = V / Q_{moy} \cdot 3600$$

$$T = 3,89 \text{ heures}$$

Elle est constituée de deux pertuis au niveau du lit mineur. Les caractéristiques sont les suivants :

Désignation	Position du pertuis	Dimension du pertuis	Ouvrage de régulation
Pertuis	Profil N°1	120x 304	Batardeau métallique munis de glissière Nombre= 12 Dimension : 120x35cm
Pertuis	Profil N°2	120x 304	Batardeau métallique munis de glissière Nombre= 12 Dimension : 120x35cm

d- Calcul de l'épaisseur des murs bajoyers :

L'épaisseur de mur bajoyers des rives donné par la relation suivante :

$$E = hx (\pi - 2\phi) / (\pi + 2\phi) \times (\delta_r / \Delta)^{0,5}$$

Avec

$$\Delta = \text{poids volumique de la maçonnerie} = 2,1 \text{ t/m}^3$$

$$\delta_r = \text{poids volumiques du remblai} = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = \text{l'angle de frottement interne du sol} = 19,6^\circ$$

$$h = \text{la hauteur du mur par rapport au terrain naturel} = 1\text{m}$$

$$e \approx 0.7\text{m}$$

e- Largeur de muret de protection :

Dans nos calculs la dimension obtenue pour le mur bajoyer a été attribuée au muret de protection d'où $l = 0,7\text{m}$.

ÉTUDE DE LA STABILITÉ DU DÉVERSOIR :

a- La tranchée d'ancrage du déversoir

Pour freiner les phénomènes de renard, il est nécessaire d'ancrer d'une profondeur suffisante le déversoir.

Ce calcul se fait par l'application de la règle de LANE

$\Sigma L_v + \Sigma L_h/3 \geq CH$ avec

L_v : longueur verticale

L_h : longueur horizontale

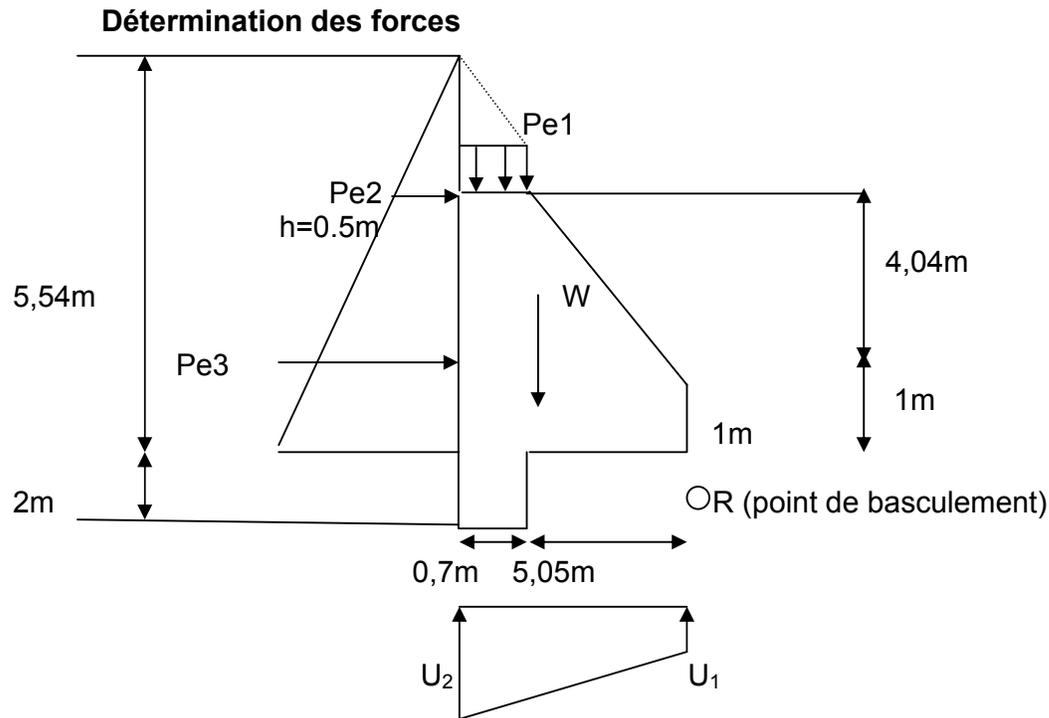
H : la hauteur d'eau en amont du déversoir = 4,04m

C : coefficient dépendant de la nature du sol de fondation. Les sondages géotechniques montrent l'existence d'un sol variable de Argile limoneuse à limon argileux contenant des nodules à Argile limoneuse cendre contenant des nodules et à Limon Sableux sur l'axe de l'ouvrage. $C = 2$

D'autre part les formules de empirique nous préconisons un ancrage $p \geq H/3$

AN:

Nous adopterons un ancrage $p = 3$ m



Calcul des forces sur 1 m du mur
Force verticale

➤ Poids propre :

$$W1 = \delta \times 1 \times S1 \Rightarrow W1 = 2,2 \times 1 \times (7,04 \times 0,7)$$

$$W1 = 10,84 \text{ t/ml}$$

$$W2 = \delta \times 1 \times S2 \Rightarrow W2 = 2,2 \times 1 \times (5,05 \times 1)$$

$$W2 = 11,11 \text{ t/ml}$$

$$W3 = \delta \times 1 \times S3 \Rightarrow W3 = 2,2 \times 1 \times (5,05 \times 4,04) / 2$$

$$W3 = 22,44 \text{ t/ml}$$

➤ Poids de la lame déversant

$$Pe1 = \gamma_w \times 1 \times S \Rightarrow Pe1 = 1 \times 1 \times 0,5 \times 0,7$$

$$Pe1 = 0,35 \text{ t/ml}$$

➤ Poussé de l'eau souterraine représenté par U

$$U1 = \gamma_w \times h \times H \Rightarrow U1 = 1 \times 0,5 \times 5,04$$

$$U1 = 2,52 \text{ t/ml}$$

$$U2 = ((\gamma_w \times (h + 2/3(H-h)) - (\gamma_w \times h)) \times H) / 2 \Rightarrow U2 = (3,03 - 0,5) \times 5,04 / 2$$

$$U2 = 6,37 \text{ t/ml}$$

➤ Poussée de l'eau

$$Pe2 = \frac{1}{2} \gamma_w (H + 2h) H \Rightarrow Pe2 = \frac{1}{2} \times 1 (5,04 + 2 \times 0,5) 5,04$$

$$Pe2 = 15,22 \text{ t/ml}$$

Désignation des forces		Forces (t/ml)	Lv (m)	Lh (m)	Moment T.ml
Poussée de l'eau Pe= 14,87 t/ml	Pe1	0,35		8,55	2,99
	Pe2	15,22	2,34		35,61
Sous-pressions U = 8,89 t/ml	U1	2,52		2,88	31,65
	U2	6,37		3,83	
Poids du déversoir W= 44,39 t/ml	W1	10,84		5,4	162,04
	W2	11,11		2,53	
	W3	22,44		3,36	

Vérification de la stabilité :

✓ Renversement

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} \geq 1,5 = 2,45 > 1,5 \text{ vérifiée}$$

✓ Glissement

$$\frac{\Sigma F_v}{\Sigma F_H} > 1 = 2,35 > 1 \text{ vérifiée}$$

Vérification de la règle du tiers central

$$- \frac{B}{6} < e < \frac{B}{2} \Rightarrow -0,95 \leq 0,14 < 2,87$$

$$e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v} - \frac{B}{2} \right|$$

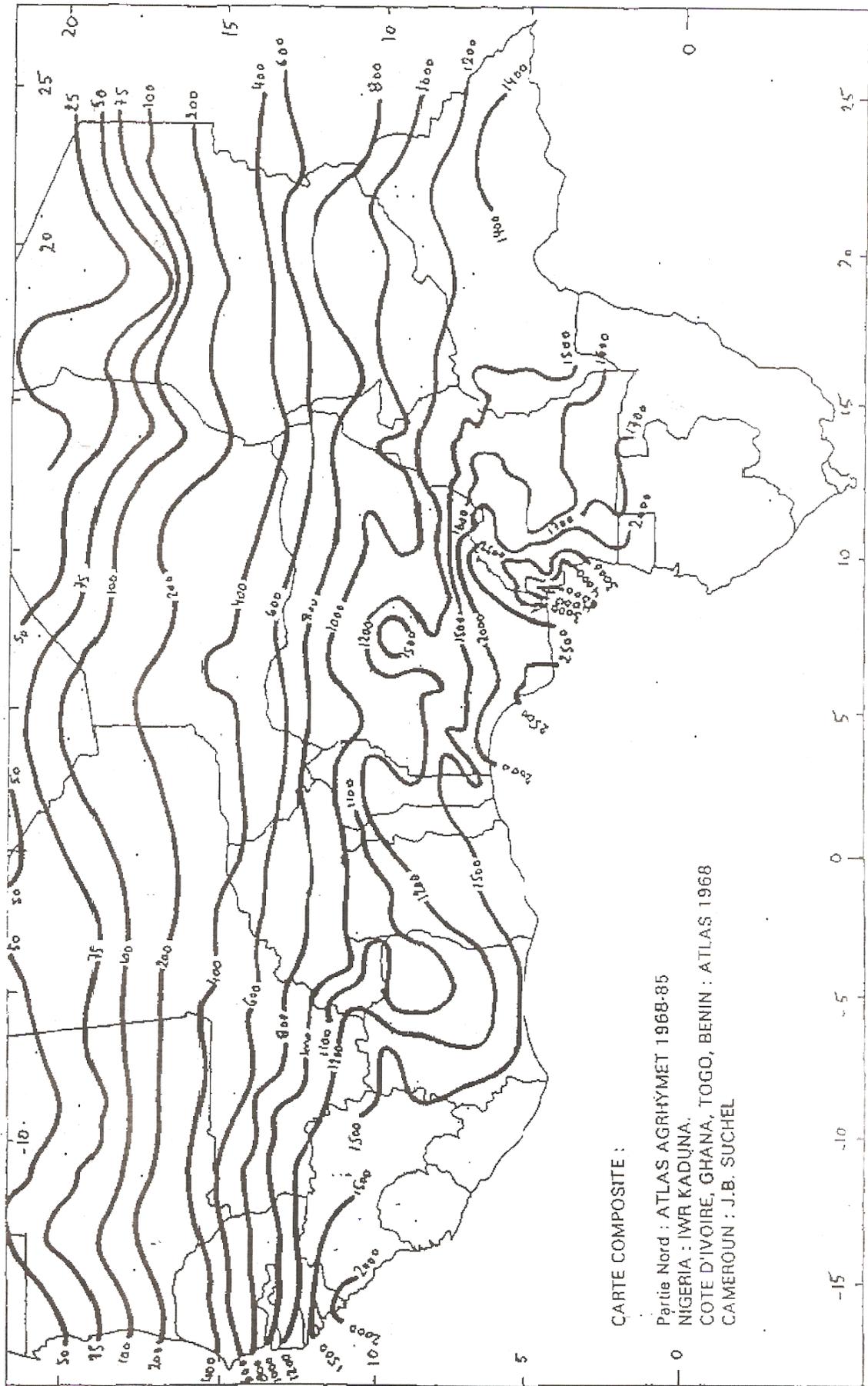
L'équilibre au renversement est donc vérifié

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

σ_{\max} soit inférieur à la contrainte admissible du sol de fondation

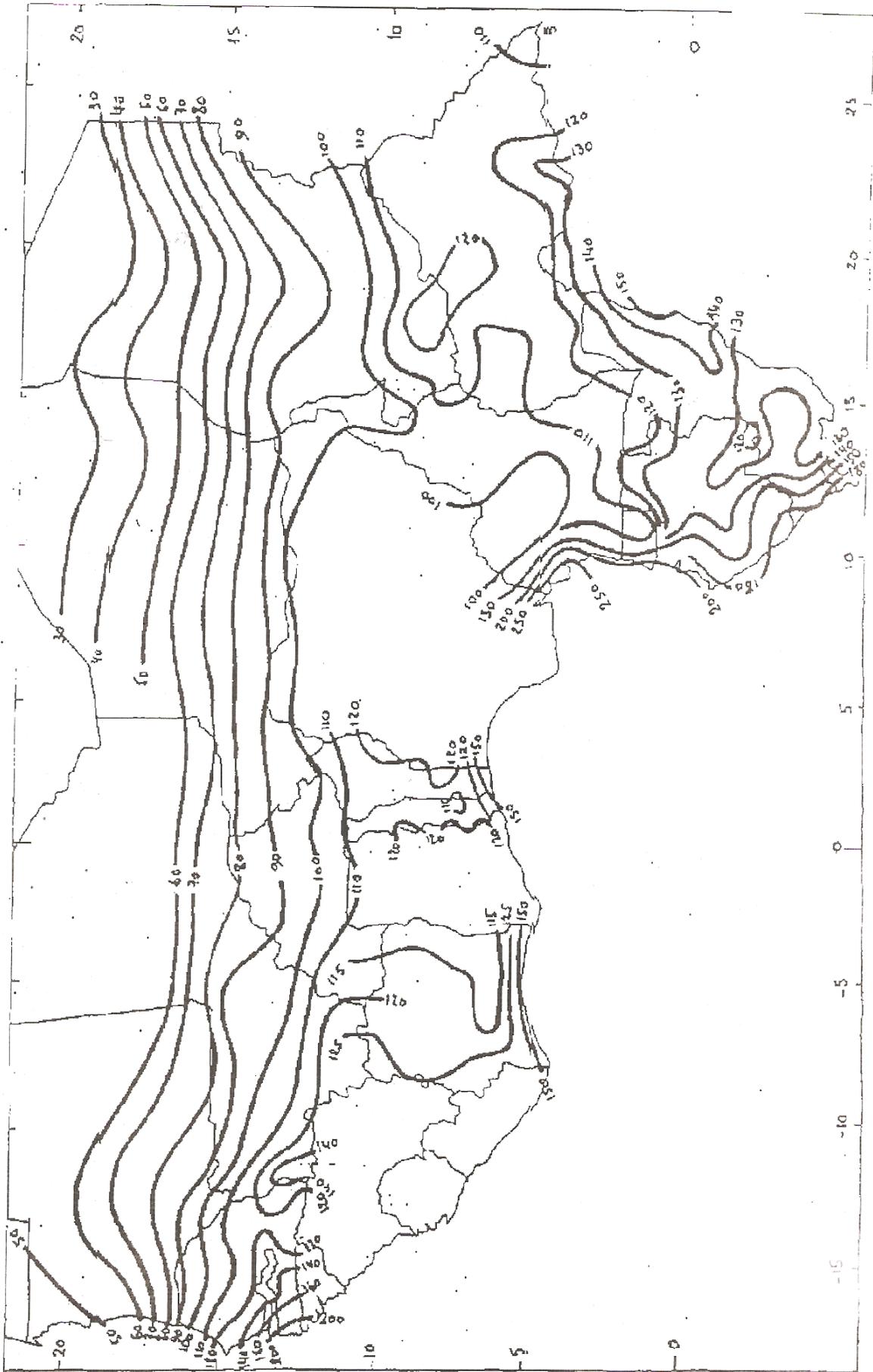
$$\sigma_{\max} = 7,14 \text{ t/m}^2 < 10,8 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée}$$

Figure 3



<http://www.dbo.org/docrep/W/2570F/A257003v.gif>

CARTE COMPOSITE :
Partie Nord : ATLAS AGRHYMET 1968-85
NIGERIA : IWR KADUNA.
COTE D'IVOIRE, GHANA, TOGO, BENIN : ATLAS 1968
CAMEROUN : J.B. SUCHEL



LA PROFONDEUR DU MATELAS D'EAU DANS LA FOSSE

La profondeur de la fosse de dissipation doit être établie afin que :

- * la cote de la surface de l'eau dans le bassin soit toujours inférieure ou égale à la cote de la surface de l'eau à l'aval de l'évacuateur ;
- * le matelas d'eau de la fosse soit suffisant pour dissiper l'énergie de l'eau qui chute ;
- * le niveau du seuil de sortie du bassin soit calé au même niveau que le perré parafouille à l'aval.

Pour plus d'efficacité, ce perré est réalisé à la même pente du terrain naturel (environ 6 %) sur ses premiers mètres (voir figure 49a).

L'estimation de la profondeur est facilitée par l'abaque de la (figure 49b).

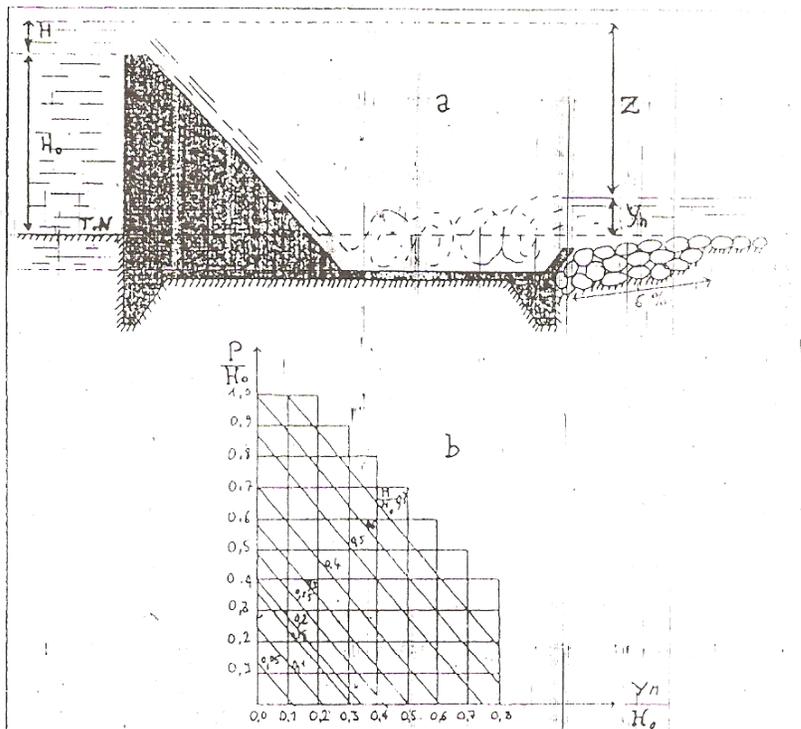


Figure 49 - Détermination de la profondeur de matelas d'eau

H : Hauteur de la lame déversante
 H_0 : Hauteur du déversoir par rapport au terrain naturel.

P : Profondeur de la fosse
 Y_n : Epaisseur de la lame d'eau dans le lit aval

(source : quelques aspects de l'hydraulique des barrages - EIER(CIEH))

TABLEAU 11
Coefficients de l'équation 4.1

N°	Description	Echantillon		Corrélation		Constante	
		n	r	r	r	a	S
DECOUPAGE CLIMATIQUE SANS KR10							
avec S _i et Ig							
1	0-400 mm	71	0.760	0.874	2.83	0.624	0.441
2	400-800 mm	128	0.570	0.755	2.03	0.560	0.585
3	1200-1600 mm	87	0.579	0.761	1.33	0.555	0.497
avec S _i , Ig et Dd							
4	0-400 mm	33	0.629	0.793	2.43	0.583	0.506
5	400-800 mm	69	0.598	0.773	1.83	0.620	0.535
6	800-1200 mm	87	0.591	0.759	2.01	0.646	0.505
DECOUPAGE CLIMATIQUE AVEC KR10							
avec S _i et Kr10							
7	0-400 mm	56	0.758	0.870	0.553	0.655	0.505
8	400-800 mm	116	0.736	0.858	0.461	0.640	0.505
avec S _i , Ig et Kr10							
9	0-400 mm	65	0.847	0.920	0.167	0.745	0.505
10	400-800 mm	116	0.806	0.868	0.0633	0.690	0.505
DECOUPAGE POUR LA ZONE Pan < 1000 mm							
Tous les bassins							
11	S, Kr10	180	0.716	0.846	0.410	0.624	0.505
12	S, Ig, Kr10	175	0.795	0.892	0.095	0.643	0.505
Longitude < 10° Ouest (seulement au Senegal et en Mauritanie)							
13	S, Ig	21	0.565	0.734	1.78	0.637	0.505
14	S, Ig, PM10	21	0.583	0.760	55.0	0.637	0.505
15	S, Ig, Kr10	20	0.720	0.830	0.224	0.640	0.505
16	S, Kr10	20	0.545	0.603	0.661	0.575	0.505
Longitude comprise entre 10° Ouest et 10° Est:							
17	S, Kr10, PM10	117	0.764	0.874	30.2	0.492	0.505
18	S, Ig, Kr10	117	0.782	0.883	0.0578	0.551	0.505
Longitude supérieure à 10° Est (seulement au Tchad et au nord Cameroun)							
19	S, PM10	46	0.642	0.804	0.00372	0.505	0.505
20	S, Ig	45	0.645	0.803	2.72	0.620	0.505
21	S, Ig, PM10	45	0.679	0.824	0.00639	0.694	0.505
22	S, Kr10	39	0.77	0.877	0.610	0.523	0.505
23	S, Ig, Kr10	39	0.821	0.905	0.134	0.678	0.505
24	S, PM10, Kr10	33	0.822	0.857	0.00743	0.505	0.505
DECOUPAGE PAR PAYS OU GROUPES DE PAYS							
Afrique de l'Ouest (de 10°E à 10°W)							
25	S, KR10	295	0.621	0.762	1.81	0.49	0.505
26	S, KR10, PM10	295	0.654	0.797	1.85	0.49	0.505
27	S, KR10, Ig	295	0.651	0.794	1.85	0.49	0.505
Afrique centrale							
28	S, KR10	50	0.738	0.858	0.521	0.620	0.505
29	S, KR10, Ig, PM10	49	0.815	0.903	0.91	0.72	0.505
30	S, KR10, Ig	49	0.778	0.882	0.105	0.72	0.505
Sénégal - Mauritanie							
31	S, PM10	40	0.583	0.710	54.0000	0.91	0.505
32	S, KR10	40	0.587	0.714	0.788	0.91	0.505
33	S, KR10, Ig	40	0.581	0.707	0.72	0.91	0.505
Côte d'Ivoire							
34	S	37	0.713	0.84	4.61	0.61	0.505
35	S, Ig	34	0.719	0.84	4.61	0.61	0.505
36	S, PM10	30	0.701	0.84	4.61	0.61	0.505
37	S, KR10	31	0.701	0.84	4.61	0.61	0.505
38	S, KR10, Ig	31	0.701	0.84	4.61	0.61	0.505
Burkina Faso							
39	S, KR10	61	0.815	0.903	0.41	0.620	0.505
40	S, KR10, Ig	60	0.824	0.905	0.134	0.678	0.505
Burkina Faso + Mali + Niger							
41	S, KR10	133	0.684	0.807	0.134	0.678	0.505
42	S, KR10, Ig	133	0.755	0.860	0.019	0.643	0.505
43	S, A, P, Ig	133	0.559	0.760	33.000	0.54	0.505
44	S, KR10, PM10	133	0.757	0.861	2.93	0.64	0.505
45	S, Ig, PM10	130	0.582	0.717	0.91	0.505	0.505
Tchad - Nord Cameroun (Pan < 1000 mm)							
46	S, Ig	45	0.638	0.760	0.72	0.620	0.505
47	S, KR10	45	0.638	0.760	0.72	0.620	0.505
48	S, KR10, Ig	45	0.634	0.757	0.72	0.620	0.505

FIGURE 16
Temps de base pour $S > 10 \text{ km}^2$ en zone sahélienne

