



**Etudes techniques pour la réhabilitation du barrage de Anekar,  
commune de Affala, Région de Tahoua, au Niger**

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

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Option : Infrastructures et Réseaux Hydrauliques

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 28 janvier 2021 par :

**Abdoul Azizi Zaidou [20160114]**

**Directeur de Mémoire :** Moussa LO Enseignant GC BTP, 2iE

**Maitre de Stage :** Abdou Yahaya, Directeur Régional Adjoint de Génie Rural de Tahoua

**Structure d'accueil :** Direction Régional de Génie Rural de Tahoua

**Jury d'évaluation du Mémoire :**

**Pr Adamah MESSAN** (Président du Jury)

**Dr. Césaire HEMA** (Examineur)

**M. Christian RAMADJI** (Examineur)

Promotion : 2020-2021

## **DEDICACES**

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

- ✚ Mon père **Abdoul Azizi Kadi** pour toutes ces années d'efforts et de sacrifices, et qui a toujours me conseillé sur le droit chemin. Qu'Allah lui récompense du paradis éternel Amin.
- ✚ Ma mère **Rabiba Aboubacar** pour son soutien, ses prières, ses conseils et son attention particulière pour la réussite de ses enfants.
- ✚ Mon grand frère **Massaoudou Abdoul Rahimoune** pour sa contribution à la réussite de cette formation.
- ✚ Ma femme **Saratou Mahamadou** pour sa patience durant cette formation
- ✚ A toute **la famille** pour leur soutien.

## **REMERCIEMENT**

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

- ❖ L'ensemble du corps professoral et administratif de 2iE, plus particulièrement à tous ceux qui ont contribué à ma formation ;
- ❖ Mon Directeur de mémoire à 2iE, Monsieur Moussa LO, Enseignant au Département Génie Civil et Hydraulique (GCH) pour sa disponibilité, son assistance et ses conseils tout au long du processus d'élaboration de ce mémoire ;
- ❖ Monsieur le Directeur Régional du Génie Rural de Tahoua pour l'opportunité de stage qu'il a bien voulu nous accorder ainsi que pour l'accueil chaleureux, les conseils, l'écoute et la mise à notre disposition des moyens matériels et humains pour la réussite du stage ;
- ❖ Monsieur le Directeur Régional Adjoint du Génie Rural de Tahoua, Abdou Yahayya qui est notre maître de stage, pour le courage, les conseils et l'encadrement sans faille tout au long du stage ;
- ❖ Tout le personnel de la Direction Régional du Génie Rural de Tahoua, pour l'accueil et surtout leur ouverture qui a facilité notre intégration durant le stage ;
- ❖ Tous ceux ou celles qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ma formation.

## **RESUME**

Le présent mémoire présente les résultats des études techniques pour la réhabilitation du barrage à vocation agricole de Anékar, commune de Affala, Région de Tahoua, au Niger. Ce projet de réhabilitation du barrage entre dans le cadre de lutte contre l'insécurité alimentaire et la résilience climatique. Le barrage de Anékar est alimenté par un bassin versant de **826,12 km<sup>2</sup>** drainant en année décennale sèche **7 882 262,35 m<sup>3</sup>** d'eau par an, cet apport liquide permet de remplir la cuvette du barrage et la satisfaction des besoins en eau estimée à **6 400 000 m<sup>3</sup>**. Le barrage de Anékar a été construit en 2018 et suite à une crue exceptionnelle en 2019, la digue et l'évacuateur de crue ont été fortement dégradé et le bassin de dissipation a été emporté par l'eau. L'objectif de présente étude est de réaliser une étude technique pour la réhabilitation du barrage afin de permettre aux populations de relancer les activités socioéconomiques. Pour bien faire, un diagnostic du barrage suivi des études des bases ont permis de redimensionner le barrage, assorti un plan d'exécution et un plan de gestion environnemental et social. La digue du barrage de Anékar avant réhabilitation est une digue en terre homogène compacté, de longueur de 693 m y compris l'évacuateur de crue et une largeur en crête de **5 m** et d'un mur parapet de 0,5 m. La hauteur de digue est de **9,7m**, les pentes des talus amont et aval sont respectivement **1V/3H et 1V/2.5H**. le déversoir latéral, le long de **80m** est constitué des murets en béton armé. A l'issus de cette étude de réhabilitation, la hauteur de la digue sera maintenue et la construction d'un déversoir poids ont été retenus. La nouvelle digue sera en terre homogène avec une longueur également de **693 m** et une hauteur de **9,7 m** et une largeur en crête de **5 m** calée à la cote **372, 7 m**, les pentes des talus amont et aval sont respectivement **1V/2.75H et 1V/2.25H**. le déversoir reste en position latérale et sera prolongé sur une longueur de **100 m**, avec un bassin de dissipation de type II à l'aval du déversoir. La prise d'eau sera réhabilitée, avec une conduite en fonte de diamètre de 600mm. Le cout du projet s'élève de **642 603 050 FCFA**.

### **Mots clés**

**1.Barrage**

**2.Déversoir**

**3.Digue à terre homogène**

**4.Diagnostic**

**5.Etudes techniques**

## **ABSTRACT**

This paper presents the results of technical studies for the rehabilitation of the Anékar agro-pastoral dam in the commune of Affala, Tahoua Region in Niger. This dam rehabilitation project is part of the fight against food insecurity and climate resilience. The Anékar dam is fed by a watershed of **826.12 km<sup>2</sup>** draining in a dry ten-year period **7,882,262.35 m<sup>3</sup>** of water per year. This liquid input allows the filling of the dam basin and the satisfaction of water needs estimated at **6,400,000 m<sup>3</sup>**. The Anékar dam was built in 2018 and following an exceptional flood in 2019, the dike and the spillway were severely degraded and the dissipation basin was washed away by water. The objective of the present study is to carry out a technical study for the rehabilitation of the dam in order to enable the populations to restart socio-economic activities. In order to do so, a diagnosis of the dam followed by the baseline studies have allowed to resize the dam, together with an execution plan and an environmental and social management plan. The Anékar dam before rehabilitation is a dyke made of homogeneous compacted earth, **693 m** long including the spillway and a crest width of **5 m** and a parapet wall of **0.5 m**. The dyke height is **9.7m**, the slopes of the upstream and downstream embankments are **1V/3H** and **1V/2.5H** respectively. The lateral spillway, along **80m** is made of reinforced concrete walls. At the end of this rehabilitation study, the height of the embankment will be maintained and the construction of a heavy weir has been retained. The new dike will be made of homogeneous earth with a length also of **693 m** and a height of **9.7 m** and a crest width of **5 m** set at elevation **372.7 m**. The slopes of the upstream and downstream embankments are respectively **1V/2.75H** and **1V/2.25H**. The spillway remains in lateral position and will be extended over a length of **100 m**, with a type II dissipation basin downstream of the spillway. The water intake will be rehabilitated, with a cast iron pipe with a diameter of **600mm**. The cost of the project is **642,603,050 FCFA**.

### **Keywords**

**1.dam**

**2.weir**

**3. homogeneous earth dam**

**4.Diagnosis**

**5.Technicals studies**

## **SINGLES ET ABREVIATIONS**

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

**CIEH** : Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques

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

**ETM** : Evapotranspiration Maximale

**ETP** : Evapotranspiration Potentielle

**FOA**: Food and Agriculture Organization of the United Nations

**GPS** : Global Positioning System

**PCD** : Plan Communal de Développement

**KG** : Coefficient de GRAVELUS ou Indice de compacité

**PEN** : Plan d'Eau Normal

**PHE** : Plus Hautes Eaux

**PROMOVAR** : projet de mobilisation et de valorisation des ressources en eau

**DRGR** : Direction de Génie de Rural de Tahoua

**INS** : Institut National de la Statistique

**RGP/H** : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

**Table des matières**

DEDICACES .....	i
REMERCIEMENT .....	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT .....	iv
SINGLES ET ABREVIATIONS .....	v
LISTES DES TABLRAUX .....	viii
LISTES DES FIGURES.....	ix
INTRODUCTION.....	1
I. OBJECTIFS DE L'ETUDE.....	2
I.1. Objectif général .....	2
I.2. Objectifs spécifiques .....	2
II.PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL.....	2
II.1. Présentation de service.....	2
II.2. Organisation de service.....	3
III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	4
III.2.1. Localisation du site du projet.....	4
III.2.2. Caractéristiques physiques et naturelles .....	5
III.2.3. Caractéristiques socio-économiques .....	6
IV. MATERIEL ET METHODES .....	7
IV.1. Matériel .....	7
IV.2. Méthodes .....	7
IV.2.1. Diagnostique .....	7
IV.2.2. Etude géotechnique.....	8
IV.2.3. ETUDES DE LA PLUVIOMETRIE.....	8
IV.2.4. ETUDES HYDRLOGIQUES.....	9
IV.2.5. PREDETERMINATION DE LA CRUE DE PROJET .....	12

IV.2.6. ETUDE DE LA CUVETTE .....	16
IV.2.7. Conception et dimensionnement du barrage.....	21
V. RESULTATS ET DISCUSIONS .....	31
FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE ANEKAR.....	31
V.1. Diagnostique .....	33
V.1.1. Caractéristique initiale du barrage Anekar.....	33
V.1.2. Caractéristiques actuelles du barrage .....	33
V.1.3. Causes et conséquences de dégradation des ouvrages .....	34
V.2. Synthèses Des études de base .....	35
V.2.1. Etudes topographiques .....	35
V.2.2. Etudes géotechniques .....	35
V.2.3. Etudes pluviométriques.....	35
V.2.3.1. Repartitions de la pluviométrie annuelle.....	36
V.2.3.2. Analyse statique des précipitations .....	36
V.2.4. Etudes hydrologiques .....	38
V.2.4.1. Caractéristiques du bassin versant .....	38
V.2.4.2. Prédétermination de la crue du projet .....	41
V.2.5. Proposition de réhabilitation .....	47
V.2.5.1. La digue : .....	48
V.3. Conception et dimensionnement du barrage.....	48
V.3.1. Etude de la digue.....	48
V.3.2. Evacuateur de crue .....	53
VI. NOTCE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....	57
VII. COUT DU PROJET .....	60
CONCLUSION ET RECOMMANDATION .....	61
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	62
ANNEXE .....	xiii

Annexe I : Etude topographique.....	xiii
ANNEXE II : Etude pluviométrique.....	xvi
Annexe III : Etudes hydrologiques.....	xxiv
ANNEXE IV : Conception et dimensionnement du barrage .....	xxxiv
Annexe V : Etude d'impact environnementale et social .....	lxii
ANNEXE VII: PIECES GRAPHIQUE .....	lxvii

### LISTES DES TABLRAUX

Tableau 1 : classe des bassins versant en fonction de sa taille.....	9
Tableau 2 : Paramètre de calcul de la crue décennale selon la méthode de CIEH.....	15
Tableau 3 : fruits indicatifs des talus de barrage stables .....	23
Tableau 4 : Paramètres de calcul de l'infiltration de la digue. ....	24
Tableau 5 : Les paramètres de calcul du bassin de dissipation sont regroupés dans le tableau suivant : .....	28
Tableau 6 : Les Causes et conséquences de dégradation des ouvrages.....	34
Tableau 7 : Résultats des ajustements des pluies annuelles et maximales journalières sur 30 ans .....	36
Tableau 8 : Analyse des tendances des pluviosités.....	37
Tableau 9 : Caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant.....	40
Tableau 10 : résultats des paramètres de calcul de crue décennale :.....	41
Tableau 11 : récapitulatif des caractéristiques de crue décennale par la méthode de ORSTOM .....	42
Tableau 12 : récapitulatif des calculs de crue décennale par la méthode de CIEH.....	42
Tableau 13 : débit du projet.....	42
Tableau 14 : résultats des calculs de l'hydrogramme de crue .....	43
Tableau 15 : Apport liquide .....	44
Tableau 16: Récapitulatif du calcul des dépôts solides.....	45
Tableau 17 : Estimation des pertes par infiltrations et évaporations.....	46
Tableau 18 : Estimation des besoins .....	46
Tableau 19 : les principales caractéristiques de la digue : .....	49
Tableau 20 : récapitulatif de protection de la digue .....	52

Tableau 21:Résultats de calcul de l'infiltration de la digue. ....	52
Tableau 22 : Récapitulatif des résultats des itérations de laminage de crue : .....	53
Tableau 23 : vérification de la stabilité du déversoir .....	53
Tableau 24 : Résultats de calcul de bassin de dissipation .....	55
Tableau 25 : matrice de Léopold pour l'impact environnement et social du projet.....	59

## LISTES DES FIGURES

Figure 1 : localisation du village Anekar : .....	4
Figure 2 : anomalie constatée sur la digue du barrage .....	33
Figure 3 : dégradation des Canaux pour d'irrigation .....	34
Figure 4 : répartition de la pluviométrie annuelle .....	36
Figure 5 : Tendence des pluviosités .....	37
Figure 6 : carte hydrographique du bassin versant de Anekar .....	38
Figure 7 : carte des altitudes du bassin versant de Anekar.....	39
Figure 8 : courbe hypsométrique du bassin versant : .....	39
Figure 9 : Hydrogramme de crue .....	43
Figure 10: courbe de bassin-type (TAMBAS) .....	45
Figure 11 : courbe d'exploitation de la retenue.....	47
Figure 12 : Courbe de rupture de la stabilité avec geoslop .....	50

## **INTRODUCTION**

Au cours des quarante dernières années, le Niger a connu sept épisodes de sécheresse dont les conséquences sur les productions agropastorales, la sécurité alimentaire et la vie socioéconomique ont été dramatiques. La production vivrière annuelle moyenne satisfait environ 85% des besoins domestiques cela même en année de pluviométrie normale[1]. Sans des mesures soutenues d'adaptation aux changements climatiques, les populations rurales, dépendantes des cultures pluviales, continueront à être fragilisées et n'auront d'autres choix que de désertifier les zones vulnérables.

Pour répondre à cette problématique, le Niger a préparé un programme stratégique pour la résilience climatique (PSRC) avec l'aide de la Banque Africain de Développement, de la Banque Mondiale et de la société financière. Suite à ce programme stratégique pour la résilience climatique que le barrage de Anekar a été construit en 2018. Le barrage de Anékar est un barrage à vocation agricole.

Après un an de fonctionnement, et suite à une crue exceptionnelle en 2019, plusieurs ouvrages tels que la digue et l'évacuateur de crue ont été fortement dégradés, le bassin de dissipation été emporté par l'eau. Aux regards de l'état critique actuel du barrage de Anékar et le risque de l'inondation du dit village, le projet de mobilisation et de valorisation des ressources en eau (PROMOVAR) en collaboration avec la direction de Génie Rural et autres services techniques ont entrepris un programme de réhabilitation pour permettre de relancer les activités socioéconomiques. Les études ont été confiées à un bureau d'étude et la contribution du stagiaire vise à faire des études techniques qui serviront à la Direction de Génie Rurale dans l'appréciation des études qui seront proposées par le bureau d'étude. Ce présent mémoire se focalisera sur « **l'Etudes Techniques D'Avant-Projet Détaillée pour la Réhabilitation du Barrage de Anékar** » dans la commune de Affala, Région de Tahoua au Niger.

## **I. OBJECTIFS DE L'ETUDE**

### **I.1. Objectif général**

Objectif global est de réaliser des études Techniques d'avant-projet détaillée pour la réhabilitation du barrage d'Anékar dans la commune de Affala, région de Tahoua au Niger.

### **I.2. Objectifs spécifiques**

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

- ❖ Faire le diagnostic du barrage
- ❖ Faire la synthèse des études de base ;
- ❖ Concevoir et dimensionner les différents ouvrages du barrage ;
- ❖ Proposer les différents plans d'exécutions des ouvrages à réhabiliter ;
- ❖ Elaborer un dossier d'étude d'impact environnemental et social ;
- ❖ Evaluer le coût des travaux de réhabilitation.

## **II.PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL.**

La Direction de Génie Rural de Tahoua est un service décentralisé du Ministère de l'Agriculture.

### **II.1. Présentation de service**

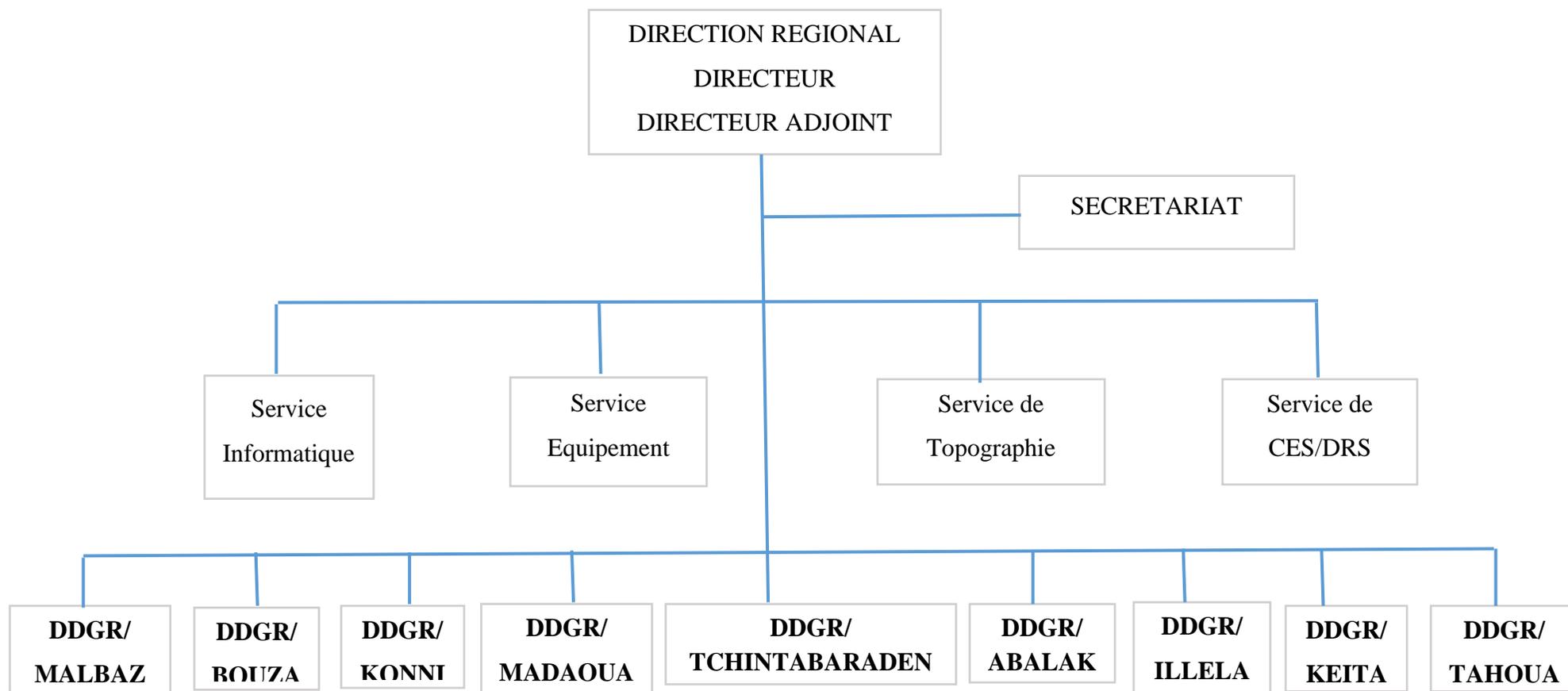
La Direction Régionale du Génie Rural de Tahoua (DRGR) est représentée au niveau de tous les douze (12) départements que compte la Région de Tahoua et de la Ville de Tahoua. Il s'agit des directions départementales d'Abalak, Bouza, Illéla, Keita, Konni, Madaoua, Tahoua, Tassara, Malbaza, Tillia, Bagaroua, Tchintabaraden et du Service Communal de la Ville de Tahoua. Il compte 47 Agents tous grades confondus.

D'une manière générale, la direction a la charge des études, la conception, le contrôle, la supervision et parfois la réalisation des travaux relatifs aux volets suivants :

- ❖ Les Aménagements hydro agricoles (les barrages, les seuils d'épandage, les périmètres irrigués, les puits maraîchers etc.) ;
- ❖ Les équipements ruraux, tout ce qui se rapport aux constructions rurales, pistes de désenclavement des zones à haut potentiel agricoles, bâtiments agricoles (Magasins de stockages de produits agricoles), bâtiment d'élevage (Parc couloirs de vaccination, laiterie, poulaillers.) ;
- ❖ Les Travaux de Conservation des **E**aux des **S**ols, **D**éfenses et **R**estauration des **S**ols (CES/DRS).

## II.2. Organisation de service

L'organisation de la DRGR de Tahoua est esquissée sous forme d'organigramme ci-dessous.



**DDGR : Direction Départementale de Génie Rural**

**CES/DRS : Travaux de Conservation des Eaux des Sols, Défenses et Restauration des Sols**

### **III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

#### **III.2.1. Localisation du site du projet**

Le site du barrage d'Anékar est situé dans la commune rurale d' Afala , département de Tahoua et région de Tahoua au Niger. Il se trouve à 70 km de Tahoua au Nord et à 40 km d' Afala le chef-lieu de la commune rurale. Il est localisé entre 5°02'086'' de longitude Est et 15°22'19,0'' de latitude Nord.

Le site d'Anékar fait frontière au Nord par Gaweye (Tillia), au sud par Toudoun Tammia, à l'Est par Taza et à l'ouest par l'aire de pâturage d'Isselem.

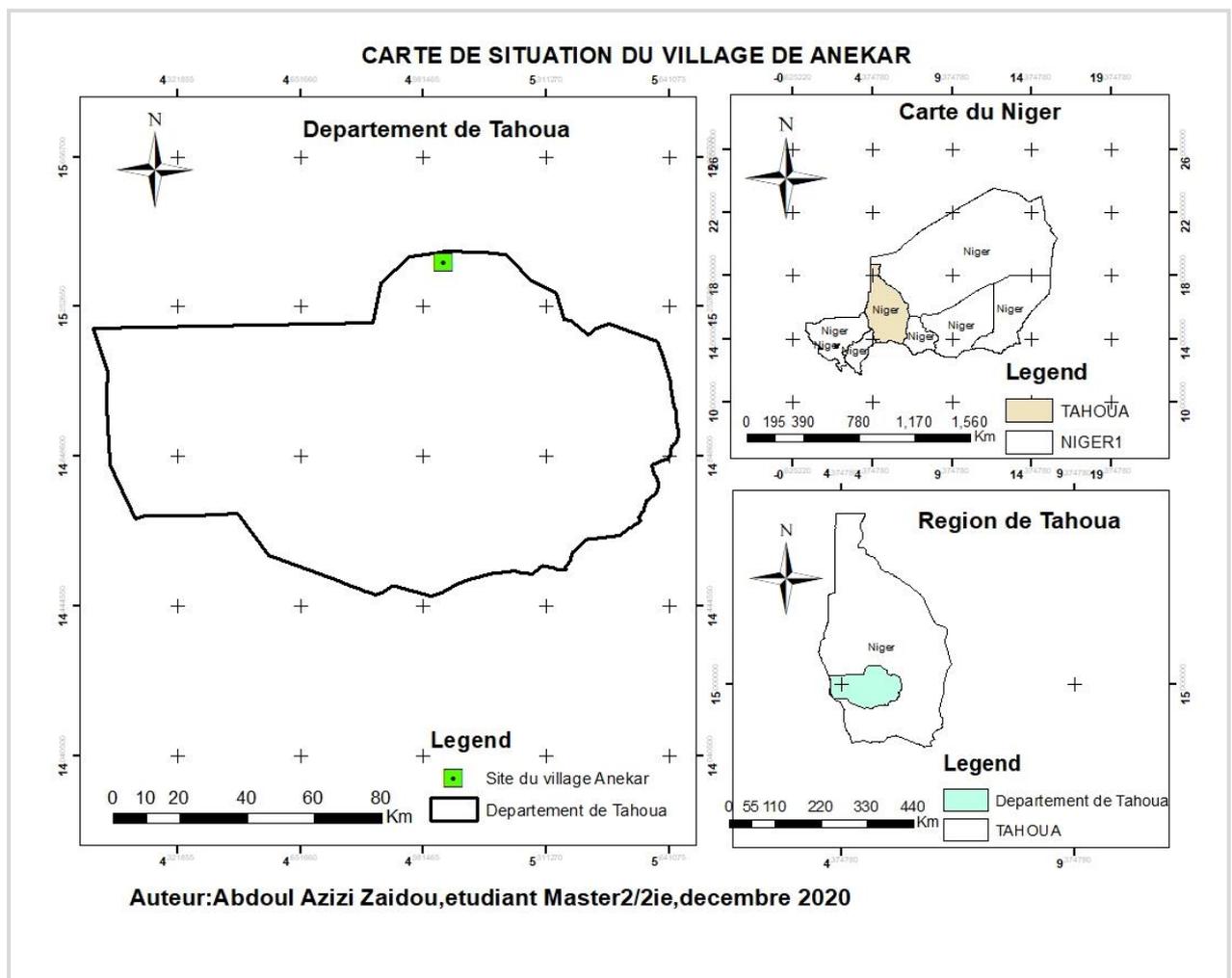


Figure 1 : localisation du village Anekar :

### **III.2.2. Caractéristiques physiques et naturelles**

#### **➤ Le relief :**

Il se caractérise par la présence des plateaux cuirassés entrecoupés de plaines et vallées. On y rencontre aussi des dunes de sable mouvantes dans la partie nord de la commune.

#### **➤ Le climat :**

Il est caractérisé par un climat sahélien et une pluviométrie qui évolue en dents de scie selon les années, mal répartie dans le temps et dans l'espace et variable entre 250 mm à 400 mm. La saison de pluie s'étale sur 3 à 4 mois (juin à septembre) et la saison sèche dure 8 à 9 mois (octobre, mai). Les températures sont généralement élevées durant toute l'année, elles varient de 20 à 35° en moyenne [1]. La station synoptique la plus proche du bassin versant est la station de Tahoua. Elle est donc la plus représentative des caractères climatiques de la zone du projet.

#### **➤ Les sols :**

On distingue plusieurs types de sols :

Les sols argileux sableux localisés dans la partie sud de la commune favorables aux cultures irriguées, au maraîchage. Ce sont des sols très riches en limons localisés aux abords des bas-fonds.

Les sols bruns rouges dans la partie nord sont des sols de faible fertilité, destinés aux cultures céréalières et légumineuses sous pluies.

On note aussi une présence de sols dunaires dans la commune d'Affala. Les surfaces dégradées sont estimées à 21% de la superficie totale de la commune (**source : situation de référence de la commune d'affala**).

#### **➤ La végétation :**

Il existe un massif forestier situé au compartiment Sud sahélien occidental caractérisé par un substrat sablonneux occupant le fonds de la vallée sèche avec une végétation steppique (Source : Saadou 1990) pour une superficie de 4 170 ha et 2 marchés ruraux de bois à Karadji nord et Algass.

Ce massif est confronté à une coupe frauduleuse et à un non-respect des normes de coupe bien que les exploitants aient été formés et sensibilisés.

Par ailleurs la végétation de la commune présente globalement les caractéristiques d'une steppe arbustive et arborée.

Parmi les espèces arborée et arbustive on y rencontre : l'acacia nilotica ou bagaroua, l'acacia Sénégal ou akwara, l'acacia radiana ou kamaci, l'acacia seyal ou erahi, le balanites egyptchaka

ou adoua, le calatropice procera ou Tounfafia.

Parmi les espèces herbacées on y rencontre : le cenchrus biflorus (karangiya), le tribulus terrestris (tsaida), loudoutia hordeïformis (tchinchia).

Les ressources végétales sont utilisées comme source d'énergie domestique, de bois de service et d'œuvre, de pâturage aux animaux, de produits de cueillette et pour la pharmacopée.

➤ **La faune :**

La faune est essentiellement constituée des oiseaux granivores, des rongeurs, des perdrix, des outardes, des hérissons, des serpents, du lièvre, de l'écureuil. Parmi les invertébrés on y rencontre des sautereaux, des criquets pèlerins, des termites, des cafards...

Les espèces aquatiques sont constituées de poisson (carpe et silure dans la mare de Taza), de crapauds et des tortues.

➤ **Les ressources en eau :** elles sont de deux types :

- ✚ Les eaux de surface : il n'existe pas de plan d'eau permanent dans la commune rurale de Affala. La mare de Taza est le seul plan d'eau semi permanent et empoisonné de la commune. Cependant il existe trois mares temporaires (Guidoma, Nassam et Tassak hadou) d'une durée de 2 à 3 mois après la saison des pluies. Ces mares sont utilisées pour l'abreuvement des animaux, la pêche à Taza, la confection de brique.
- ✚ Les eaux souterraines : elles sont à des profondeurs très importantes à l'échelle de la commune. Par exemple les deux forages des deux Mini AEP de Affala et Taza atteignent chacun 700 mètres de profondeur [1]

### **III.2.3. Caractéristiques socio-économiques**

- **Le milieu humain :** sur la base des chiffres issus de recensement général de la population et de l'habitat (RGP/H) réalisé en 2001 et réactualisés en 2005 par l'institut national de la statistique (INS), la population de la commune compte 32 125 habitants répartis dans 5 245 ménages comprenant 15 719 hommes et 16 406 femmes.

Le site d'Anékar est exploité par une partie des habitants du village d'Anekar. Selon les résultats du Recensement Général de la population et de l'Habitat de 2012, la population du **village d'Anekar a été estimée à 3153 habitants dont 1482 hommes et 1671 femmes.**

➤ **Les activités économiques :**

L'agriculture et l'élevage sont les deux principales activités économiques. Ces deux activités constituent les sources d'alimentation et de revenu à la majorité de la population. Les principales cultures pratiquées sont le mil, le sorgho, le niébé. Les cultures de contre

saison sont également pratiquées à savoir l'oignon, laitue, chou, tomate, pomme de terre.

L'élevage est pratiqué de trois façons : l'intensif, le semi intensif et l'embouche. Dans la commune le semi intensif et l'embouche sont les formes dominantes. Le cheptel de la commune est estimé comme suit : 12 902 bovins ; 28 134 ovins ; 21 666 caprins ; 6 321 asins ; 2 388 camelins et 447 équins (source : DP).

Le commerce et le transport constituent les autres activités secondaires de la commune.

## **IV. MATERIEL ET METHODES**

### **IV.1. Matériel**

Tout au long de notre études nous avons utilisés un certain nombre d'outils.il s'agit entre autres :

- ✚ Un GPS de marque GARMIN qui nous a permis de prendre des coordonnées géographiques du site du barrage ;
- ✚ Arcgis 10.5 : qui nous a permis de délimiter et caractériser le bassin versant et établir les différentes cartes ;
- ✚ HyfranPlus : pour l'analyse fréquentielle des pluies ;
- ✚ AutoCAD 2018 : pour dessiner les différents plans ;
- ✚ CYPE 2014 : pour dimensionner les murs bajoyers ;
- ✚ Geoslop 12 : pour vérifier la stabilité des pentes des talus ;
- ✚ CLIMAWAT et CROPWAT : pour la détermination des coefficients culturaux ;
- ✚ Pack office : pour la rédaction et les calculs.

### **IV.2. Méthodes**

Il s'agit pour nous, ici de présenter la démarche que nous avons adoptée pour conduire l'étude.

- Un diagnostic du fonctionnement des différents ouvrages ;
- Une étude de base pour le redimensionnement des ouvrages du barrage suivi de plan d'exécution et proposition d'un dossier d'études d'impact environnemental et social.

#### **IV.2.1. Diagnostique**

La démarche que nous avons adoptée à cette phase et la suivante :

- ✚ Une collecte des documents concernant le barrage
- ✚ Une visite du terrain et l'entretien avec les exploitants. Les visites du terrain et entretien avec l'exploitants nous a permis de décrire les ouvrages existants et des collectées les informations sur le barrage afin d'identifier et analyser les causes et conséquences des dégradations des ouvrages existants.

#### **IV.2.2. Etude géotechnique**

Plusieurs études géotechniques ont été réalisées par un bureau d'étude (ingénierie géotechnique et travaux public) sur l'axe du barrage, zone d'emprunte dont les résultants sont les suivantes :

##### **✚ Axe du barrage**

Les puits exécutés au niveau de la cuvette alluviale ont reconnu, sous une couverture de terre végétale argilo-sableuse d'une épaisseur variable (de quelques décimètres à 1.5 m environ selon les endroits), globalement une lithologie argilo-silteuse légèrement sableuse devenant de plus en plus marquée par la présence d'argiles noirâtres en s'approchant du lit mineur et de plus en plus limoneuse rougeâtre en s'approchant des rives.

##### **✚ Zone d'emprunte**

Les trois puits exécutés : deux en amont et un en aval, ont tous reconnu un terrain argilo sableux en surface. la classification GTR de ce matériau est de A2 selon d'essai au laboratoire.

Après considération des études géotechniques plusieurs paramètres interviennent sur le choix du barrage.

Le matériau disponible en quantité sur le site est du sol argilo-sableux (classification GTR de ce matériau est de A2) en surface et limono-argileux à une faible profondeur. De ce fait ce matériau qui sera utilisé pour assurer la fonction d'étanchéité et de stabilité de la digue en terre homogène compactée. La structure du barrage doit remplir les deux fonctions principales suivantes :

Une fonction poids qui exige que les caractéristiques mécaniques des matériaux compactés permettent d'assurer la stabilité de l'ouvrage,

NB : Les matériaux nécessaires pour les travaux ont été identifiées non loin de la zone du projet.

#### **IV.2.3. ETUDES DE LA PLUVIOMETRIE**

Les données pluviométriques utilisées pour la zone du projet et du bassin hydrographique proviennent de station de Tahoua. Ces données couvrent la période 1922-2014 (pluies annuelles) et 1980-2014 pour les pluies maximales journalières. Les pluies annuelles ont été ajustées à la loi normale de Gauss et pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (Harouna Karambiri). La loi Normal de GAUSS et celle de GUMBEL ont été utilisées respectivement pour ajuster les pluies moyennes annuelles et les pluies moyennes maximales journalières. Ces ajustements ont été réalisés à partir du logiciel HyfranPlus. L'analyse de la pluviométrie nous a permis d'identifier le régime hydrologique associé à la zone du projet, Rodier définit quatre régimes hydrologiques qui sont [5] :

##### **✚ Régime désertique, au nord des isohyètes 100 mm**

- ✚ Régime subdésertique, entre les isohyètes 100 et 300 mm
- ✚ Régime sahélien, entre les isohyètes 300 et 750 mm
- ✚ Régime tropical sec, entre les isohyètes 750 et 1000 mm

#### IV.2.4. ETUDES HYDRLOGIQUES

##### IV.2.4.1. Etude du bassin versant

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons le délimiter [4]. La superficie, le périmètre, la longueur totale des réseaux hydrographiques ont été obtenues à l'aide des logiciels cartographie Google Earth, Global Mapper et Arcgis sur la base d'un modèle numérique du terrain téléchargé sur le site NASA (Earth Explorer)

##### IV.2.4.2. Caractéristiques du bassin versant

La superficie (km<sup>2</sup>), le périmètre (km), la longueur totale des réseaux hydrographiques (km), les pentes du bassin versant ont été obtenues à l'aide de logiciel Arcgis 10.5.

###### ➤ **Superficie du bassin versant**

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les quantités d'eau vont être fonction de sa surface

On classe les bassins versant en général relativement à leur surface [4] :

Tableau 1 : classe des bassins versant en fonction de sa taille.

Très petit bassin versant $0 \leq S \leq 10 \text{ Km}^2$
Petit bassin versant $10 \leq S \leq 200 \text{ Km}^2$
Grand bassin versant $200 \leq S \leq 2000 \text{ Km}^2$
Très grand bassin versant $S > 2000 \text{ Km}^2$

- **Indice de compacité de Gravelus** : Appelé également coefficient de forme, il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie.

$KG = 0,282 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}}$ <p>Si <math>KG = 1</math> : Bassin versant circulaire  <math>KG &lt; 1, 3</math> : Bassin versant compact  <math>KG &gt; 1,3</math> : Bassin versant allonger</p>	<p><math>S</math> = superficie du bassin versant en km<sup>2</sup>  <math>P</math> = périmètre du bassin versant en km</p>
---	--

- **Rectangle équivalent** : C'est le rectangle ayant la même surface et le même périmètre que le bassin versant. Sa longueur est obtenue par l'expression suivant :

$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	<b>P</b> : Le périmètre du bassin versant en km <b>S</b> : La superficie du bassin versant en km <sup>2</sup> <b>L<sub>eq</sub></b> : longueur du rectangle équivalent en km
---	--

- **Densité de drainage** : Elle est définie comme le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la surface du bassin versant. Elle est obtenue par la formule suivante :

$D_d = \frac{\sum L_t}{S}$	<b>D<sub>d</sub></b> : la densité de drainage en km/km <sup>2</sup> <b>S</b> : La superficie du bassin versant en km <sup>2</sup> <b>∑ L<sub>t</sub></b> : La somme des longueurs totale du réseau hydrographique en km
----------------------------	---

- **Indice global de pente** : il caractérise le relief du bassin versant. Dans une région de géomorphologie homogène, la pente diminue de l'amont vers l'aval, l'indice I<sub>g</sub> diminue lorsque S augmente. Il est obtenu par la formule suivante :

<b>I<sub>g</sub></b> = $\frac{\Delta H}{L_{eq}}$ avec ΔH = H <sub>5%</sub> – H <sub>90%</sub>	<b>I<sub>g</sub></b> : l'indice global de pente en m/km <b>ΔH</b> : différence d'altitude à 5 et à 95 % en m <b>L<sub>eq</sub></b> : longueur du rectangle équivalent en km
---	---

Lorsque les pentes transversales du bassin versant sont peu différentes de I<sub>g</sub> (différence de moins de 20%), ce dernier représente assez bien la pente du bassin. Dans le cas contraire, on calcul un indice de pente global corrigé (I<sub>gcor</sub>) [5]

❖ **Pente transversale**

IT est déterminé en faisant la moyenne de six pentes transversales calculées en prenant la ligne de plus grande pente du bassin versant. Il est exprimé en m/km

IT a été comparé à la pente longitudinale I<sub>g</sub> pour s'assurer d'une éventuelle correction de l'indice global de pente I<sub>gcor</sub>, donné par la formule suivante :

	n = 2 pour L < 5km n = 3 pour 5 km < L < 25 km n = 4 pour 25 km < L
--	---

$I_{gcor} = \frac{(n-1) * I_g + I_t}{n}$	<p><math>n = 5</math> pour <math>50 \text{ Km} &lt; L</math></p> <p><math>L</math> = longueur du rectangle équivalent en km</p>
--	---

- **Dénivelé spécifique** : C'est le produit de l'indice de pente global **I<sub>g</sub>** par la racine carrée de la superficie du bassin (**S**). On distingue des différentes classes de relief en fonction de **D<sub>s</sub>**.

$D_s = I_g \sqrt{S}$	<p><b>I<sub>g</sub></b> : l'indice global de pente corrigé en m/km</p> <p><b>S</b> : superficie du bassin versant en km<sup>2</sup></p>
Relief faible	$D_s < 50\text{m}$
Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100$
Relief fort	$100 \text{ m} < D_s$

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

$I = \frac{0,026}{S^{0,5}}$	<p><b>S</b> : superficie du bassin versant</p> <p><b>I</b> : Pente longitudinale en 0/00</p>
-----------------------------	--

❖ **Classe d'infiltrabilité du bassin**

La classification quantitative adoptée par Rodier comprend six classes (l'indice placé entre parenthèses correspond à l'ancienne nomenclature utilisé par Rodier et Auvray, 1965) :

- ✓ TI (P1) : bassin rigoureusement imperméable ;
- ✓ PI : un bassin naturel particulièrement imperméable ;
- ✓ P2 : bassin imperméable, roche très saine et sans trop de rugosité, regs (plaines d'argiles et de cailloux très vite saturées, argilo sableux)
- ✓ RI (P3) : bassin relativement imperméable,
- ✓ P(P4) : bassin perméable ;
- ✓ TP : bassin très perméable.

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

relativement imperméable, suivant la classification de l'ORSTOM [5].

#### **IV.2.5. PREDETERMINATION DE LA CRUE DE PROJET**

La détermination de crue de projet est nécessaire pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue. Deux méthodes ont été utilisées pour le calcul de débit décennal il s'agit de méthode ORSTOM et CIEH et une autre pour passer au de débit centennal il s'agit de méthode du GRADEX [5].

##### **IV..2.5.1. Détermination des paramètres de calcul de la crue décennale**

###### **➤ Le coefficient d'abattement A**

Permet de passer, pour une fréquence donnée (fréquence décennale par exemple), d'une hauteur de pluie ponctuelle à une hauteur moyenne calculée sur une certaine superficie, située dans une zone pluviométrique homogène (FAO) [5]. Il est obtenu par la formule suivant

$A = 1 - \left[ \frac{161 - 0,042 \times \overline{P_{an}}}{1000} \times \log S \right]$	$P_{an}$ : Pluie moyenne annuelle (mm) $S$ : superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) $A$ : coefficient d'abattement en (%)
--	--

###### **➤ Coefficient de ruissellement décennal**

L'estimation du coefficient de ruissellement Kr10 est faite par interpolation linéaire entre les valeurs Kr70 et Kr100. Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide de courbes empiriques ou à partir de formule analytique de forme générale :

$Kr70 \text{ ou } Kr100 = \frac{a}{S+b} + C$
--

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

###### **➤ Temps de base Tb10**

Exprimé en minutes, c'est le temps compris entre le début et la fin du ruissellement rapide. Pour l'obtenir, nous allons considérer deux intervalles de pentes (3 et 7) et faire une interpolation linéaire encadrant l'indice de pente du bassin versant étudié (3,31) et les temps de base correspondant.

<p>✓ <math>I_g = 3 \text{ m/km}</math></p> <p>pour <math>S &gt; 7 \text{ km}^2</math> on a <math>Tb10 = 250 \times S^{0,35} + 300</math></p> <p>La limite de <math>S &gt; 7 \text{ km}^2</math> n'a été introduite que pour améliorer l'estimation de Tb10 sur les</p>
--

petits bassins versants.

✓  $I_g = 7 \text{ m/km}$

pour  $S > 6$  on  $T_{b10} = 126 * S^{0,35} + 100$

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

➤ **Temps de monté  $T_{m10}$**

Temps qui s'écoule entre le début du ruissellement et le maximum de la crue.

Elle permet de préciser la forme de l'hydrogramme de crue. Le bassin versant étant situé dans la zone sahélienne selon le document [5]. **Crues et apports manuels pour l'estimation des crues décennale et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche :**

✓  $I_g = 3 \text{ m/km}$

pour  $S > 11 \text{ km}^2$  on a  $T_{m10} = 100 * S^{0,35} + 75$

✓  $I_g = 7 \text{ m/km}$

pour  $S > 6$  on a  $T_{m10} = 32 * S^{0,35} + 23$

**IV.2.5.2. Calcul de la crue décennale**

➤ **Méthode orstom**

Cette méthode, résolument déterministe, est celle d'un modèle global pluie-débit fondé sur la théorie de l'hydrogramme unitaire. On considère que le bassin versant constitue une entité homogène, tant en ce qui concerne les apports pluviométriques que ses caractéristiques physiques. Dans la méthode, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation :

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

$m$  : coefficient de majoration qui est fonction de classe d'infiltrabilité du bassin et de la zone climatique

$A$  : coefficient d'abattement en (%)

$S$  : Superficie du bassin versant en  $\text{km}^2$

$P_{10}$  : la hauteur de pluie journalière décennale en mm

	$K_{r10}$ : Coefficient de ruissellement décennal en (%) $T_{b10}$ = Temps de base de la crue décennale en (mn) $\alpha_{10}$ = coefficient de pointe décennale pris égal à 2,60
--	--

En zone sahélienne, la valeur de m est 1,03 pour un bassin de classe d'infiltrabilité I et 1,06 pour la classe P. Notre bassin est de classe d'infiltrabilité RI, nous retenons une valeur de m égal à 1,03

➤ **Méthode de CEIH**

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

La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de pointe Q10 est basé sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$Q_{10} = a * S^s * \bar{P}_{an}^p * I_g^i * K_{r10}^k * D_d^d$	$Q_{10}$ : crue décennale (m <sup>3</sup> /s) a : S : superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) $K_{r10}$ : coefficient de ruissellement décennal (%) $P_{an}$ : pluviométrie annuelle (mm) $D_d$ : densité de drainage (km <sup>-1</sup> ) $I_g$ : indice global de pente (m/km)
---	---

Nous utiliserons des formules de régressions pour la zone du Niger en fonction du découpage climatique voir le (**Tableau 2**).

Tableau 2 : Paramètre de calcul de la crue décennale selon la méthode de CIEH

Equation	Coefficients			
N°	A	s	Ig	Kr10
11	0,41	0,524	-	0,982
12	0,095	0,643	0,406	1,038
18	0,0678	0,661	0,412	1,105
41	0,407	0,532	-	0,941
42	0,0912	0,643	0,399	1,019

Après les calculs suivants les différentes équations, nous retiendrons la moyenne des équations. Cette valeur moyenne sera réduite de 30 % pour le cas d'Anekar suivant les indications de la check-list.

➤ **Débit décennale retenue**

Pour le site d'Anekar vu que les deux méthodes de calcul ont donné des valeurs relativement proches et compte tenu des incertitudes régnant sur la détermination de ces débits en l'absence d'observation hydrologique sur le site, nous retiendrons la valeur la plus forte pour le calcul du débit de la crue de projet. Il s'agit de valeur de la méthode de CIEH

➤ **Méthode du GRADEX**

Cette méthode permet de passer du débit décennal  $Q_{10}$  au débit de la crue centennale  $Q_{100}$  sous forme d'une simple relation linéaire de type :

$$Q_{100} = C * Q_{10}$$

Le coefficient C est fonction des précipitations de même temps de retour pour un temps de base caractéristique du bassin versant. On arrive ainsi à l'expression :

$C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}}$	<p>C : est un coefficient majorateur supérieur à 1</p> <p><math>P_{10}</math> : précipitation journalière correspondant à une période de retour de 10 ans.</p> <p><math>P_{100}</math> : précipitation journalière correspondant à une période de retour de 100 ans.</p> <p><math>T_b</math> : temps de base en heures</p> <p><math>K_{r10}</math> : coefficient de ruissellement de la crue décennale</p>
--	--

➤ **Hydrogramme de crue**

L'hydrogramme de la crue de projet est donné par l'hydrogramme schématique en tronçons linéaires proposées par GRESILLON, HERTER et LAHAYE. Il montre la variation du débit en fonction du temps de base et du temps de montée des eaux. Il est déterminé par de relation suivant :

$\frac{Q}{Q_{max}} = \frac{2}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10-\alpha_{10}*T_{m10}}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}}$	$T_{b10}$ : temps de base décennale $T_{m10}$ : temps de montée décennale $\alpha_{10}$ : coefficient de crue décennale $Q_{max}$ : le débit de projet
---	---

➤ **Crue de rupture**

La crue de rupture est la crue qu'un barrage doit supporter dans les conditions exceptionnelles tout en présentant un fonctionnement sûr. Selon le comité international des Grandes Barrages (CIGB), la crue de rupture peut être approchée par la formule suivante :

$Q_r = 2 * l * (a + 0,2)^{1,5} + 0,15 * La$	$l$ : longueur du déversoir $L$ : longueur de la digue sans déversoir $a$ : Revanche total
---	--

**IV.2.6. ETUDE DE LA CUVETTE**

**IV.2.6.1. Evaluation des apports liquide**

C'est l'ensemble des écoulements superficiels passant par l'exutoire du basant versant durant une année. Ces apports seront évalués à l'aide des méthodes de Rodier, et la valeur minimale sera retenu pour plus de sécurité. Ces apports peuvent être évalués par la formule ci-dessous :

$V = K_e * S * P$ <p>et</p> $K_e = \frac{L_e}{P}$	$V$ : volume d'eau à l'exutoire (mm) $K_e$ : coefficient d'écoulement (%) $S$ : superficie de bassin versant (km <sup>2</sup> ) $L_e$ : lame d'eau ruisselée au cours de la période $P$ : pluviométrie du période considéré (mm)
---	--

La lame d'eau sera déterminée graphiquement par la méthode de **Rodier**

➤ **Méthode Radier**

Cette méthode proposée par Radier (1975-1976) est de fournir, pour des bassins versants appartenant au sahel africain, et ne disposant aucune observation hydrométrique.

Rodier a fondé sa méthode sur le principe des bassins-types.

Rodier a classé les bassins expérimentés en fonction de la région hydrographique, de la superficie, des caractéristiques des terrains, et de la physiographie [5].

On cherche le bassin-types le plus proche de celui étudié en fonction de quatre régions hydrographiques et suivant leurs appartenances à une classe de superficies et à une catégorie définie par leurs caractéristiques pédologiques et leur physiographie. Suivant ces caractéristiques le barrage de Anekar s'identifié de celui de TAMBAS (**Figure 10**).

Les caractéristiques du bassin type TAMBAS sont (superficie **est de 825 Km<sup>2</sup>** ;**Pmed est 470mm** ;avec un **Kr de 6,6%**) .

IV.2.6.2. **Evaluations des pertes :**

Pour concevoir et gérer correctement une retenue, il faut aussi tenir compte des diverses pertes d'eau inhérentes au site.

➤ **Pertes par les dépôts solides**

Les eaux qui ruissellent dans le bassin versant entraînent des matériaux solides arrachés le long de leurs parcours. Ces particules vont se déposer au fond de la cuvette avec pour conséquence la diminution progressive de sa capacité de stockage. Plusieurs formules empiriques permettent d'évaluer la dégradation spécifique il s'agit de GRESILLON, GOTTSCHALK, et KARAMBIRI [5].

✚ **Formule de COTTSCALK**

La formule Gottschalk demande la connaissance d'un seul paramètre, la superficie du bassin versant. Elle permet de calculer la dégradation spécifique D, selon la relation suivante :

$D = 260 * S^{0,1} \text{ et } V = D * S$	D : dégradation spécifique annuelle (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an) S : superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) V : volume annuelle de dépôts solide (m <sup>3</sup> /an)
---	--

✚ **Formule de GRESILLON**

Reconnue sous l'appellation de formule d'EIER-CIEH, la formule de Grésillon

exige deux paramètres à savoir la pluie annuelle et la superficie du bassin versant

S. Elle permet de calculer la dégradation spécifique D, selon la relation suivante :

$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1}$ <p align="center">et <math>V = D * S</math></p>	<p>D : dégradation spécifique annuelle (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an)</p> <p>S : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)</p> <p>P : pluviométrie moyenne annuelle (mm)</p> <p>V : volume annuelle de dépôts solide (m<sup>3</sup>/an)</p>
--	--

#### **Formule de KARAMBIRI**

La formule de Karambiri (1998) ou encore appelée formule de Grésillon modifié, en plus des paramètres pris en compte par Grésillon (la pluie annuelle et superficie du bassin versant), elle exige la connaissance de deux autres paramètres de la zone à savoir un paramètre anthropique h et un paramètre morphologique r. cette formule permet de calculer la dégradation spécifique par l'équation suivante :

$$D = 137 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,05} * (0,25 + 1,13 * (h + r))^{1,15}$$

**Et**

$$V = D * S$$

- D : dégradation spécifique annuelle (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an)
- S : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)
- P : pluviométrie moyenne annuelle (mm)
- V : volume annuelle de dépôts solide (m<sup>3</sup>/an)
- r : paramètre morphologique, pris égal à r ∈ (0,1 ; 0,4) (relief peu accidenté accusé)
- h : paramètre anthropique, pris égal à h ∈ (0,1 ; 0,4) (bassin versant comportant des petites villes à proximité de ceux-ci)

Pour les valeurs des paramètres anthropiques et morphologiques respectivement h et r, nous les prendrons dans l'intervalle (0,1 ; 0,4) soit en moyenne h = 0,25 et r = 0,25.

#### ➤ **Pertes par évaporations**

Les pertes par évaporation sont liées à la surface du plan d'eau, et dépendent de la durée de l'ensoleillement, de l'exposition au vent, de déficit de saturation de l'air, de la présence de

végétation aquatique, et de la profondeur de la retenue.

Les données d'évaporation (Ebac.A) utilisées sont issues de la direction météorologie national du Niger. La conversion de l'évaporation Ebac.A en évaporation au niveau de la retenue Elac s'est faite suivant la formule établie par Bernard POUYAUD (1986)

$$\text{Elac (mm/j)} = 1,664 * \text{Ebac}^{0,602}$$

➤ **Pertes par infiltration**

Concernant les pertes par infiltration, nous n'avons pas eu les données statistiques sur la zone d'étude. Nous allons donc nous limiter sur les valeurs usuelles qui sont de l'ordre de 1 à 3 mm (cours de barrage Ismaïela GUEYE) [6]. Nous allons considérer sur notre zone d'étude une infiltration moyenne de **2 mm/j** car l'infiltration diminue avec le temps au fur et à mesure du dépôt des argiles colloïdales.

**IV.2.6.3. Evaluation des besoins en eau**

La construction d'un barrage répond à l'objectif de constituer une réserve d'eau pour satisfaire plusieurs besoins en eau.

➤ **Besoins agricoles**

Les besoins agricoles ont été estimée en considérant un système d'irrigation gravitaire avec une efficience de 60% [3]. Les besoins de chaque spéculacion sont estimés par mois durant son cycle, et pour la synthèse nous considérons la consommation maximale mensuelle possible afin de pouvoir estimer la demande maximale en eau d'irrigation pouvant avoir lieu au niveau du périmètre.

BN = ETM- Pe	BN : besoin net
ETM = Kc*Eto	ETM : évapotranspiration maximale
BB = BN/E	BB : besoin brute
Pe = 0.6*P-10 si P < 70 mm	Pe : pluie efficace
	Kc : coefficient cultural
	Eto : évapotranspiration de référence
	E : efficience du réseau d'irrigation

➤ **Besoins pastoraux**

Les besoins pastoraux sont déterminés en fonction du nombre de tête présent dans le village de Anekar et de la consommation journalière en fonction du type d'animaux. Une consommation de 40l/jr sera affecté aux gros ruminants et environ 5l/jr pour les petits [9]. Estimation de la

population des animaux est faites avec la formule de projection que pour les humains. Une majoration de 15% de la consommation obtenue pour en tenir compte de cheptel des transhumances.

➤ **Besoins humains**

La population de Anekar est principalement alimentée en eau à partir d'un seul forage et des puits. Les besoins humains pris en compte dans le cadre du présent projet se résument donc aux prélèvements pour des activités domestiques en raison de 40l/j/habitant en milieu rural [9]. La population à l'horizon du projet a été estimée par la projection à partir de la population actuelle ( $P_0$ ) et de taux d'accroissement à l'horizon du projet fixé à 30 ans.

$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n$ $C_{jn} = C_j * P_n$	$P_n$ : population à l'horizon du projet $P_0$ : population initiale $\alpha$ : taux d'accroissement de la population $n$ : nombre d'année $C_{jn}$ : consommation journalière en année n $C_j$ : consommation journalière par habitant
---	--

➤ **Courbe hauteur volume et surface**

Les données topographiques nous ont permis de reconstruire la courbe hauteur-volume et hauteur-surface du barrage. Le volume partiel est obtenu par les relations suivantes.

$V_n = \frac{S_n + S_{n+1}}{2} * h$	$V_n$ : volume du bassin versant en m <sup>3</sup> $S_n$ : surface du plan d'eau normale à la courbe n en ha $S_{n+1}$ : surface du plan d'eau normale à la courbe n+1 en ha $h$ : dénivelée spécifique entre deux courbe de niveau n et n+1
-------------------------------------	---

➤ **La courbe d'exploitation**

En fonction de la courbe hauteur-volume on pourra évaluer les ressources en eaux disponible dans la cuvette en tenant compte des différents besoins et pertes. En partant de l'hypothèse que

le barrage sera plein en mois d'octobre on peut faire une simulation en retranchant les différentes besoins et pertes mois par mois. On retranche les pertes en ordonnées, car elles correspondent à des hauteurs d'eaux et les besoins en abscisse, car on les connaît en volume.

#### **IV.2.7. Conception et dimensionnement du barrage**

##### **IV.2.7.1. Etude de la digue**

Le choix de l'emplacement de la digue est imposé par études topographiques et confirmé par les études géotechniques.

##### **➤ Hauteur de la digue**

La hauteur de la digue est égale à la hauteur du plan d'eau normale (PEN) de la retenue, majorée de la charge maximale au-dessus de seuil du déversoir de crue (h) et de la revanche R.

La hauteur au PEN est la différence entre la cote de la crête du déversoir et celle du fond de la cuvette. Cette dernière majorée de la lame d'eau au-dessus du déversoir correspond à la hauteur du plan des hautes eaux (PHE)

<b>Hd = PEN + h + R</b>	PEN : hauteur du plan d'eau normal (m) Hd : hauteur de la digue h : charge au-dessus du déversoir H : revanche (m)
-------------------------	---

##### **➤ La revanche**

La revanche libre R est une tranche comprise entre le PHE et la Crête de la digue. Elle a pour fonction d'assurer une protection du barrage contre les effets des vagues. Leurs calculs tiennent compte de vitesse de la vague, la hauteur de la vague et du fetch, (longueur du plan d'eau exposée au vent). Elle est estimée par plusieurs auteurs :

<b>Formule de STEVENSON</b>		
Hauteur de vague hv (m)	$0,76 + 0,34 * \sqrt{f} - 0,26 * \sqrt[4]{f}$ <i>si f &lt; 18 km</i>	f : la longueur rectiligne du plan d'eau appelée fetch ( 3.8 km) . hv : hauteur des vagues en m
Vitesse des vagues	$V = 1,5 + 2 * hv$	V : vitesse des vagues
<b>Formule de MALLET ET PACQAUNT</b>		
Hauteur de vague hv (m)	$hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{f}$	f : la longueur rectiligne du plan d'eau appelée fetch ( 3.8 km) . hv : hauteur des vagues en m

Vitesse des vagues	$V = 1,5 + 2 \cdot h \cdot v$	V : vitesse des vagues
<b>La revanche est calculée par la formule suivante :</b>		
Revanche en (m)	$R = A \cdot h \cdot \frac{V^2}{2g}$	R : la revanche de la digue A : coefficient de sécurité est égal à 0,75 [5] g : accélérateur de pesanteur prise égale à 9,81 m/s <sup>2</sup>

Pour un barrage de moins de 10 m on adopte une revanche comprise entre  $0,8 \leq R_{min} \leq 1,5$ [8]

➤ **La largeur en crête du barrage**

La largeur en crête d'une digue en terre doit être suffisante pour qu'il n'y a pas de circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement, quand la retenue soit pleine ; elle doit permettre également la circulation des engins pour l'entretien de l'ouvrage.

La largeur peut être évalué par les formules empiriques suivantes

<b>Formule de KNAPPEN</b>		
Largeur en crête de la digue	$L_c = 1,65 \cdot \sqrt{Hd}$	Hd : hauteur totale de la digue L <sub>c</sub> : Largeur en crête de la digue
<b>Formule de PREECE</b>		
Largeur en crête de la digue	$L_c = 1,1 \cdot \sqrt{Hd} + 1$	Hd : hauteur totale de la digue L <sub>c</sub> : Largeur en crête de la digue

➤ **La longueur en crête du barrage**

La longueur totale en crête de la digue selon le profil en long est de 693 m (y compris l'évacuateur de crue)

➤ **Les pentes des talus et protection**

Les pentes des talus amont et aval apparaissent comme les paramètres déterminants de la stabilité du remblai sur sa fondation. Avec une hauteur comprise entre 5 et 10 m, nous retiendrons pour ce barrage d'une pente amont de 1V/2,75H et pour les pentes avale 1V/2,25H conformément au (**Tableau 3**), qui permet d'établir un premier dimensionnement et validé par les calculs de stabilité [8]. La vérification de la stabilité a été faite avec le logiciel géoslap.

Tableau 3 : fruits indicatifs des talus de barrage stables

Hauteur du barrage	Type de barrage en terre	Fruit des talus	
		Amont	Aval
Inferieure à 5m	Homogène ou à zones	1/2	1/2
5 à 10 m	Homogène, granulométrie étendue	1V/2.5H	1V/2.25H
	Homogène a fort pourcentage d'argile	1V/2.75H	1V/2.25H
	A noyau et recharge grossières	1V/2.25H	1V/2H
10 à 20 m	Homogène, granulométrie étendue	1V/2.75H	1V/2H
	Homogène a fort pourcentage d'argile	1V/3H	1V/2.5H
	<b>A noyau et recharge grossières</b>	1V/2.5H	1V/2.25H

Source [8] : technique des petits de barrages

➤ **Protection des talus**

Lors de la construction du barrage en terre il y'a lieu de protéger le talus amont et aval contre le phénomène d'érosion qui est dû au vent et l'eau. Les principaux types des protections sont les enrochements, les revêtements en béton, les perrés secs et maçonnés.

L'épaisseur des enrochements est calculée par la formule suivante :

$e = 1,5 * D_{50}$	e : épaisseur des enrochements $D_{50}$ : diamètre fonction de hauteur des vagues hv.
--------------------	--

✚ Couronnement

Pour le couronnement on prendra une épaisseur  $e \in [20\text{cm} ; 30\text{cm}]$

➤ **Largeur de la fondation de la digue**

Elle est donnée par la formule suivante

$L_f = L_c + \left( \frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2} \right) \times H_d$	<p><b>L<sub>f</sub></b> : largeur de fondation</p> <p><b>L<sub>c</sub></b> : largeur en crête de la digue en m</p> <p><b>H<sub>d</sub></b> : hauteur de la digue</p> <p><b>tan<sub>α1</sub> et tan<sub>α2</sub></b> : sont respectivement des pentes amont et aval de la digue.</p>
---	---

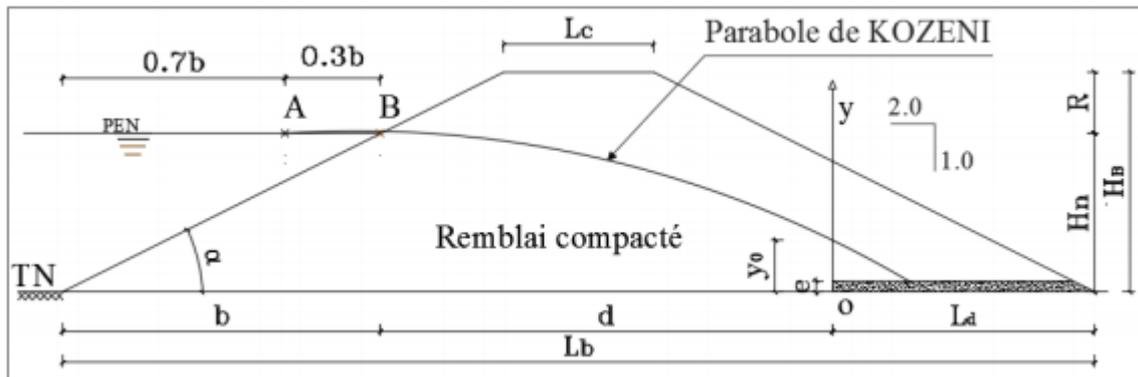
➤ **Infiltration à travers la digue**

Les eaux d'infiltration peuvent être considérées comme un danger sur la stabilité de l'ouvrage, d'où la nécessité de disposer d'un drain aux pieds de la digue. Ce système a pour but de réduire ou annuler les pressions interstitielles le long du talus aval de la digue, en empêchant les résurgences néfastes à la stabilité. Les paramètres des calculs de l'infiltration sont donnés par les formules suivantes dans le **Tableau 4**, (**parabole de KOZENI**) :

Tableau 4 : Paramètres de calcul de l'infiltration de la digue.

Désignation	Paramètre	Formule
Longueur du drain horizontal (m)	L <sub>d</sub> : Longueur du drain	$L_d = \frac{L_f}{4}$
Paramètre b (m)	b	$b = \frac{H_r}{\tan\alpha}$
Paramètre d (m)	d	$d = (L_f - L_d) - 0,7b$
Hauteur du drain y <sub>o</sub>		$Y_o = \sqrt{H_r^2 + d^2} - d$
Le débit à évacuer par le drain (m <sup>3</sup> /s/ml)	q	q = kr*y <sub>o</sub>
Epaisseur de drain e (m)	e <sub>drain</sub>	$e_{drain} = 2 * \left( q * \frac{L_d}{K_d} \right)^{0.5}$
Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif dans le cadre de barrage homogènes (argile compacté) sera de l'ordre de 10 <sup>-7</sup> m/s pour coefficient de perméabilité du remblai (kr) et celui du drain constitué de sable grossier est de (kd) égal 10 <sup>-4</sup> m/s		

Le graphique suivant illustre les paramètres déterminants l'infiltration de la digue



**Illustration 1 :** graphique de la parabole de KOZENI

➤ **Tranchée d'étanchéité**

La tranchée d'étanchéité a pour objectif de prévenir la formation de renards en allongeant les lignes de fuite et ainsi d'augmenter l'étanchéité de l'ouvrage. La tranchée sera remblayée en matériau argileux bien compacté. La profondeur de la tranchée est déterminée par la règle de LANE, traduite par l'expression suivante :

$$L_v + \frac{1}{3} L_h \geq CH$$

$P_{min} = \frac{CH - \frac{\sum L_h}{3}}{2}$	<p>h : la longueur des cheminements horizontaux en (m)</p> <p><math>L_v</math> = la longueur des cheminements verticaux en (m)</p> <p>H : Hauteur d'eau en amont du barrage en (m)</p> <p>C : Coefficient de LANE qui dépend de la nature du terrain</p> <p><math>P_{min}</math> : Profondeur minimale de tranchée d'ancrage en (m)</p>
---	---

**IV.2.7.2. Etude du déversoir**

➤ **Choix du type de déversoir**

Le choix du déversoir sera fait en fonction essentiellement de la topographie et de l'aménagement. Nous maintiendrons l'emplacement du déversoir existant, le déversoir sera de type déversoir poids à profil trapézoïdale en béton cyclopéen dosé à  $300\text{kg/m}^3$ , et en position latéral comme initialement. L'étude consistera à vérifier la résistance du déversoir avec une marge de sécurité suffisante, aux actions déstabilisatrices dues essentiellement à la poussée de l'eau et aux sous-pressions. Ainsi, nous vérifierons successivement les stabilités internes et externes.

➤ **Effet de laminage de crue**

Dans le souci d'éviter un surdimensionnement de l'ouvrage, le laminage est effectué pour

réduire la longueur du déversoir, donc baisser relativement le coût de l'ouvrage.

La méthode utilisée pour évaluer l'effet de laminage est la méthode du X0 ou méthode EIIE-CIEH. L'effet de laminage est sous la forme d'un coefficient  $\beta$ . Il représente le rapport entre le débit de crue et le débit évacué. Il est déterminé par sa lecture dans un abaque [8].

Le laminage se fait suivant la méthodologie ci-dessous :

- ✚ Calculer  $L_1$  sans tenir compte de l'effet du laminage par la relation

$$Q_{c_{max}} = m * L_1 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$$

- ✚ Calculer  $X_{01}$  avec la formule  $X_{01} = \frac{m^2 g L_1^2 Q_{c_{max}} t m^3}{S^3}$

- ✚ Puis  $\text{Log}_{10} X_{01}$

- ✚ Lire ensuite  $\beta_1$  sur l'abaque et calculer  $Q_{e_{max}} = \beta_1 * Q_{c_{max}}$

- ✚ Calculer  $L_2$  avec  $\beta_1 * Q_{c_{max}} = m * L_2 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$

- ✚ Recommencer le calcul avec  $L_2$  de  $X_{02} = \frac{m^2 g L_2^2 Q_{c_{max}} t m^3}{S^3}$

- ✚ Calculer  $Q_{e_{max}} = \beta_2 * Q_{c_{max}}$  et  $L_3 = \beta_2 Q_{c_{max}} = m * L_3 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$

- ✚ Et ainsi de suite par itérations successives jusqu'à obtenir une valeur convergente de L

➤ **Stabilité du déversoir**

✚ **La vérification de la stabilité externe**

La vérification de la stabilité externe passe par la vérification de la stabilité au non glissement et de la stabilité au non renversement. Les conditions de vérifications sont les suivantes :

<b>Vérification de la stabilité externe</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Vérification de la stabilité au glissement</li> </ul> $F_G = \frac{(W - U) \times \tan \varphi}{P_e + P_t} \geq 1,2$	<p><b>W</b> : poids du déversoir</p> <p><b>U</b> : pression hydrostatique interne</p> <p><b>Pe</b> : poussée hydrostatique externe</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Vérification de la stabilité au renversement</li> </ul> $F_R = \frac{\sum M/B(W - U)}{\sum M/B (P_e + P_t)} \geq 1,5$	<p><b>Pt</b> : poussée de terre</p> <p><math>\varphi</math> : angle de frottement des sédiments</p> <p><b>F<sub>G</sub> et F<sub>R</sub></b> : sont respectivement facteur de sécurité au non glissement et au non renversement</p>

**✚ La vérification de la stabilité interne**

<b>La vérification de la stabilité interne</b>	
<p>▪ <b>Vérification de la non fissuration</b></p> <p>Elle est vérifiée par l'inéquation <math>-\frac{b_2}{6} \leq e \leq \frac{b_2}{6}</math> (règle du tier centrale)</p> <p>▪ <b>Vérification à la rupture</b></p> <p>La non rupture est vérifiée lorsque <math>\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{lim, béton}}</math></p>	<p><b>e</b> : excentricité (point d'application des forces par rapport à B)</p> <p><b>b<sub>2</sub></b> : largeur en base du déversoir</p> <p><math>\sigma_{\max}</math> et <math>\sigma_{\text{lim, béton}}</math> : respectivement la contrainte d'application au sol et celle admissible du béton</p>

**IV.2.7.3. Mur bajoyer**

➤ **Prédimensionnement**

Les murs bajoyers sont placés de part et d'autre du déversoir et assurant la jonction entre la digue et ce dernier. Pour son prédimensionnement il sera assimilé à un mur de soutènement en béton armé et sa structure est étudié par tranche d'un mètre de longueur. Une vérification de la stabilité avec le logiciel CYPE a permis d'obtenir les dimensions finales du mur voire ([annexe IV](#)).

**IV.2.7.4. Bassin de dissipation**

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

➤ **Détermination du tirant d'eau  $y_n$**

Considérons un chenal fictif entre le déversoir et le bassin de dissipation pour le calcul de  $y_n$ . Il est obtenu de la manière itérative pour un débit correspondant à celui du déversoir.

$$Q_e = m * L_{\text{dev}} * \sqrt{2g} * h^{3/2}$$

Par la formule de Manning-Strickler  $Q_e = k_s * S * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}$  on détermine le tirant d'eau normal  $y_n$

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Désignation	Formules
Largeur du canal L (m)	
Débit Qe débit évacué par le déversoir (m <sup>3</sup> /s)	$Q = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$
Coefficient de rugosité de Manning Strickler K	
Surface mouillée S (m <sup>2</sup> )	$S = L \times Y_n$
Rayon hydraulique R (m)	$R = \frac{S}{L + 2Y_n}$
Pente du chenal I (m/m)	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le coefficient de la rugosité du béton est 75</li> <li>• La pente du chenal I est 0.3%</li> </ul>	

Le bassin de dissipation a un enfoncement D et est constitué de blocs de chutes, de blocs chicane et d'un seuil

Tableau 5 : Les paramètres de calculs du bassin de dissipation :

Désignation	Formules
Longueur du déversoir	
Pelle maximale du déversoir H <sub>0</sub> (m)	
Y <sub>n</sub> /H <sub>0</sub>	$y_n/H_0$
h/H <sub>0</sub>	$h/H_0$
D/H <sub>0</sub>	$D/H_0$
Enfoncement du bassin de dissipation calculé D (m)	$D = H_0 \times (D/H_0)$
Débit unitaire (m <sup>3</sup> /s/ml)	$q = \frac{Q}{L}$
Vitesse de l'eau au-dessus du seuil V <sub>0</sub> (m/s)	$V_0 = \frac{q}{h}$
Ligne d'eau H (m)	$H = D + H_0$
Hauteur de chute (m)	$Z = H_0 + H + \Delta H$
Vitesse d'eau à l'entrée du bassin de dissipation V (m/s)	$V = \sqrt{2g \left[ 0.9 \left( H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - Y_1 \right]}$
Tirant d'eau à l'entrée du bassin de dissipation Y <sub>1</sub> (m)	$Y_1 = \frac{Q}{l \times V}$

Débit maximum évacué Q (m <sup>3</sup> /s)	$Q = Y_1 \times l \times V$
Nombre de Froude F	$F = \frac{V}{\sqrt{gY_1}}$
Tirant d'eau à la sortie du bassin de dissipation Y <sub>2</sub> (m)	$Y_2 = \frac{Y_1 \times [(8F^2 + 1)^{1/2} - 1]}{2}$
L/Y <sub>2</sub>	Abaque
<b>Blocs chicanes</b>	
h <sub>2</sub> /Y <sub>1</sub>	Abaque
V/H	
Hauteur h <sub>2</sub> (m)	Abaque
Largeur l <sub>2</sub> (m)	$l_2 = 0.75 \times h_2$
Espacement e <sub>2</sub> (m)	$e_2 = 0.75 \times h_2$
Épaisseur en crête (m)	$l_2 = 0.20 \times h_2$
<b>Blocs de chute</b>	
Largeur à la base b <sub>1</sub> (m)	Abaque
Espacement e <sub>1</sub> (m)	
<b>Seuil terminal</b>	
h <sub>4</sub> /Y <sub>1</sub>	Abaque
Pente	
Hauteur h <sub>4</sub> (m)	

➤ **Protection aval du bassin de dissipation**

Le bassin ne permet en fait la dissipation que d'environ 75% de l'énergie de l'eau. Il est donc nécessaire de revêtir l'aval avec des enrochements et/ou des gabions sur une certaine distance [8]. Pour les sols argileux, la vitesse du début d'entraînements des matériaux V<sub>e</sub> varie de 0,80 à 1,20 m/s selon la cohésion. Nous prendrons un V<sub>e</sub> égal à 1m/s (**V<sub>e</sub> = 1 m/s**). Ensuite on détermine le :

- ✚ Diamètre minimale de l'enrochement D(m) : cette valeur est lue sur abaque est fonction de V<sub>e</sub>
- ✚ Épaisseur de la couche d'enrochement e(m) :  $e_{\text{enrochement}} = 3 * D_{\text{enrochement}}$
- ✚ La longueur protégée L(m) :  $L_{\text{protection}} \geq 2 * \text{Longueur du bassin de dissipation}$

#### IV.2.7.5. Ouvrage de prise d'eau

La vanne de l'ouvrage de prise et de vidange sont dégradées. La prise d'eau ainsi que la conduite de vidange seront réhabilitées. La conduite sera en fonte ductile enterré sur la digue. Les bacs amont et aval seront réhabilités et équipés de grilles de protection. Le robinet vanne dans le bac aval sera également renouvelé. Les travaux de réhabilitation de la prise nécessiteront une ouverture de la digue actuelle en redans dans la zone de l'ouvrage suivi des travaux de remblai. Les formules suivantes permettent de déterminer la longueur de la conduite ainsi que le diamètre de la conduite.

##### ➤ Longueur de la conduite

La longueur de la conduite est déterminée par la formule suivante

$L = L_c + (m_1 + m_2) * (Z_{\text{crête}} - Z_{\text{TN}})$	<p><math>L_c</math> : largeur en crête de la digue  <math>m_1</math> et <math>m_2</math> les pentes amont et aval de talus  <math>Z_{\text{crête}}</math> : Côte crête de la digue  <math>Z_{\text{TN}}</math> : Côte du terrain naturel</p>
--	--

##### ➤ Détermination de diamètre de la conduite

$Q = \frac{BB}{N * N_w * T_w * 3600}$ $Q = 1000 * C_s * \sqrt{2gH} \longrightarrow \frac{Q}{C * \sqrt{2gH}}$ $D = 1000 * \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * C * \sqrt{2gh}}}$	<p><math>BB</math> : besoins brutes mensuels (m<sup>3</sup>)  <math>N</math> : le nombre de jour du mois  <math>N_w = 6/7</math>  <math>T_w = 5</math> heures  <math>C = 0,8</math> et <math>g = 9,81</math>  <math>S</math> = la section de la conduite (m<sup>2</sup>)  <math>Q</math> = le débit fictif (m<sup>3</sup>/s)  <math>D</math> = diamètre de la conduite (mm)</p>
---	---

**V. RESULTATS ET DISCUSIONS**

**FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE ANEKAR**

DESIGNATION	CARACTERISTIQUES		
	AVANT REHABILITATION		APRES REHABILITATION
<b>I.LOCALISATION</b>			
Village : Anékar			
Commune : Affala			
Région : de Tahoua			
Coordonnée du site du projet : 5°02'086'' de longitude Est et 15°22'190'' de latitude Nord			
Désignation	Caractéristique	Unité	Caractéristique
<b>II.BASSIN VERSANT</b>			
Superficie	790	Km <sup>2</sup>	826,12
Périmètre	119	Km	168,42
Pente moyenne	3,418	m/Km	3,31
<b>III. PLUVIOMETRIE</b>			
Station	Tahoua		
Pluviométrie moyenne annuelle	296	mm	379,02
Pluie annuelle quinquennale sèche	-	mm	273
Pluie annuelle décennale sèche	-	mm	231
Pluie annuelle centennale sèche	-	mm	131
Pluie journalière décennale humide	93,1	mm	61,3
Pluie journalière centennale humide	151,5	mm	88,5
<b>IV.DEBIT DE CRUE</b>			
Crue décennale	126,9	m <sup>3</sup> /s	139,01
Crue centennale	290	m <sup>3</sup> /s	319,72
<b>V. APPORTS LIQUIDES</b>			
Apport d'eau annuelle moyenne	-	m <sup>3</sup>	30 429 950,61
Apport en année quinquennale sèche	11,994 M	m <sup>3</sup>	14 708 527,83
Apport en année décennale sèche	7,716M	m <sup>3</sup>	7 882 262,348
<b>VI. CUVETTE</b>			
Côte PEN	369,5	m	369,5
Côte PHE	371	m	370,7

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Volume au PEN	6 000 000	m <sup>3</sup>	6 400 000
<b>VII. DIGUE</b>			
Type	Terre homogène compacte		
Revanche	1,5	m	1,5
Cote de crête	372,5	m	372,2
Hauteur de la digue	9,7	m	9,6
Hauteur à la retenue normale	6,7	m	6,9
Largeur de la digue à la base	58	m	53
Largeur en crête de la digue	5	m	5
Longueur de la crête	693	m	693
Pente de talus amont	1/3	m	1V/2,75H
Pente de talus aval	1/2,5	m	1V/2,25H
Protection talus amont	-	m	Perré maçonnée
Protection talus aval	-		Perré sec
Couche de couronnement	0,2	m	0,2
Epaisseur d'enrochement	0,4	m	0,5
<b>X.III. OUVRAGE DE PRISE</b>			
Position	Rive droite		Rive droite
Nature de la conduite	Béton armé		Enterrée en fonte
Diamètre	-	mm	600
Côte amont	-	m	364,8
Côte aval	-	m	364
<b>IX. EVACUATEUR DE CRUE</b>			
Type		Trapézoïdal en position latérale	
Cote du plan d'eau normale PEN	369,5	m	369,5
Charge sur le seuil du déversoir	1,5	m	1,2
Hauteur de la retenue	6,7	m	6,9
Largeur	-	m	13
<b>Longueur du déversoir</b>	<b>80</b>	m	<b>100</b>
<b>X.1. Bassin de dissipation</b>			
Type	-		Type II USBR
Largeur	-	m	100

L'enfoncement du bassin de dissipation	-	m	1,40
Longueur du bassin de dissipation	-	m	6

## V.1. Diagnostique

### V.1.1. Caractéristique initiale du barrage Anekar

Le barrage de Anekar à une capacité de 6 000 000 m<sup>3</sup> qui correspond à une cote normale du plan d'eau de 369.5 m, elle est constituée d'une digue en terre homogène compacté, d'un évacuateur de crue en position latérale de 80 m de long, d'une prise d'eau alimentant un périmètre irrigué de 200 ha. Le débit du projet pour une période de 100 ans est de 290 m<sup>3</sup> et les apports liquides du bassin est de 11 994 000 m<sup>3</sup>/an en moyenne [2]. Les documents d'exécution des ouvrages nous a permis de ressortir les caractéristiques initiales du barrage voir ([annexe 1](#)):

### V.1.2. Caractéristiques actuelles du barrage

Le barrage Anekar est actuellement en état critique, la digue du barrage et l'évacuateur de crue ont été fortement dégradée, des fissures ont été constaté tout au long de la digue.

Les ouvrages annexes tels bassin de dissipation, les canaux pour l'irrigation ont été emportés par l'eau. L'entretien avec la population de Anekar lors de notre visite du terrain nous a permis de décrire les anomalies constatées sur les ouvrages.

#### Anomalie constatée sur la digue du barrage



Figure 2 : anomalie constatée sur la digue du barrage

On constate à côté du déversoir, deux fissures traversent la digue de part et d'autre des deux côtés en traversant les perrés maçonnés jusqu'à atteindre le mur coté aval. Ces mêmes fissures apparaissent au côté amont (plan d'eau). Tout au long de la digue les fissures sont constatées.

**✚ Anomalie constatée sur la crête de la digue**



On constate sur la crête de la digue une grande fissure traversant la crête de la digue ; cette fissure a été constatée un peu partout sur la crête de la digue.

**✚ Les canaux d'irrigation**



Figure 3 : dégradation des Canaux pour d'irrigation

**On constate au nouveau des canaux d'irrigation, presque la totalité ont été dégradé et d'autre emporté par l'eau.**

**V.1.3. Causes et conséquences de dégradation des ouvrages**

Les causes de dégradation du barrage de Anekar ont été identifiées après l'entretien avec les populations d'une part et d'autre part après les études sur les totalités des ouvrages.

D'après l'entretien avec les populations s'est une crue exceptionnelle avec un débit important, qui est à la base de cette dégradation. Après les études sur les ouvrages, nous avons constaté un débit du projet plus important que le débit à laquelle l'ouvrage a été conçu. Les causes et conséquences de dégradation des ouvrages sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau 6 : Les Causes et conséquences de dégradation des ouvrages

Dégradations		Causes	Conséquences
Digue	La dégradation du perré sec et du perré maçonnée respectivement sur le talus amont et aval de la digue	Le débordement du déversoir et rupture de bassin de dissipation qui a	Fissuration de la digue, risque de rupture de la digue

		occasionné un écoulement tout au long de la digue	
	Dégradation de largeur en crête	Dégradation des murets de crête du fait de faible encrage dans la digue	Ruissellement des eaux sur le talus et risque d'accroissement d'érosion
Evacuateurs de crue	Bassin de dissipation endommagé et emporté par l'eau	Le dépassement de débit qu'il été dimensionnement	Risque d'inondation

## V.2. Synthèses Des études de base

### V.2.1. Etudes topographiques

Le traitement des données topographique nous a permis de tracer la courbe hauteur-volume et hauteur-surface de la cuvette voire ([annexe I](#)).

### V.2.2. Etudes géotechniques

Plusieurs études géotechniques ont été réalisé par un bureau d'étude (ingénierie géotechnique et travaux public) sur l'axe du barrage, zone d'emprunte dont les résultants sont signés dans ([annexe I](#)).

### V.2.3. Etudes pluviométriques

La pluie moyenne interannuelle calculer sur les périodes d'observations de 1922 -2014 au niveau de station synoptique de Tahoua est de 379 mm. Les totaux mensuelles et annuelles sont consignés en ([annexe II](#)).

✚ Ajustement statistique des pluies annuelles et maximales journalières.

L'analyse statistique des pluies annuelles et maximales journalières pour les périodes d'observation de 30 ans au niveau de station de Tahoua ont permis de déterminer les quantiles pour différentes périodes de retour (**Tableau 7**). Les détails pour le traitement des résultats sont consignés dans ([annexe II](#)).

Tableau 7 : Résultats des ajustements des pluies annuelles et maximales journalières sur 30 ans

Libellé	Période humide				Médiane	Période sèche			
	5	10	50	100		5	10	50	100
temps de retours (an)	5	10	50	100	2	5	10	50	100
Pluie journalières (mm)	52.6	61.3	80.4	88.5	39.5	29.8	25.6	19.5	17.6
Pluie annuelle (mm)	433	475	549	575	353	273	231	157	131

**NB :** La pluie annuelle moyenne qui sera utiliser dans les calculs des crues décennale est de l'ordre de 353 mm.

### V.2.3.1. Répartitions de la pluviométrie annuelle

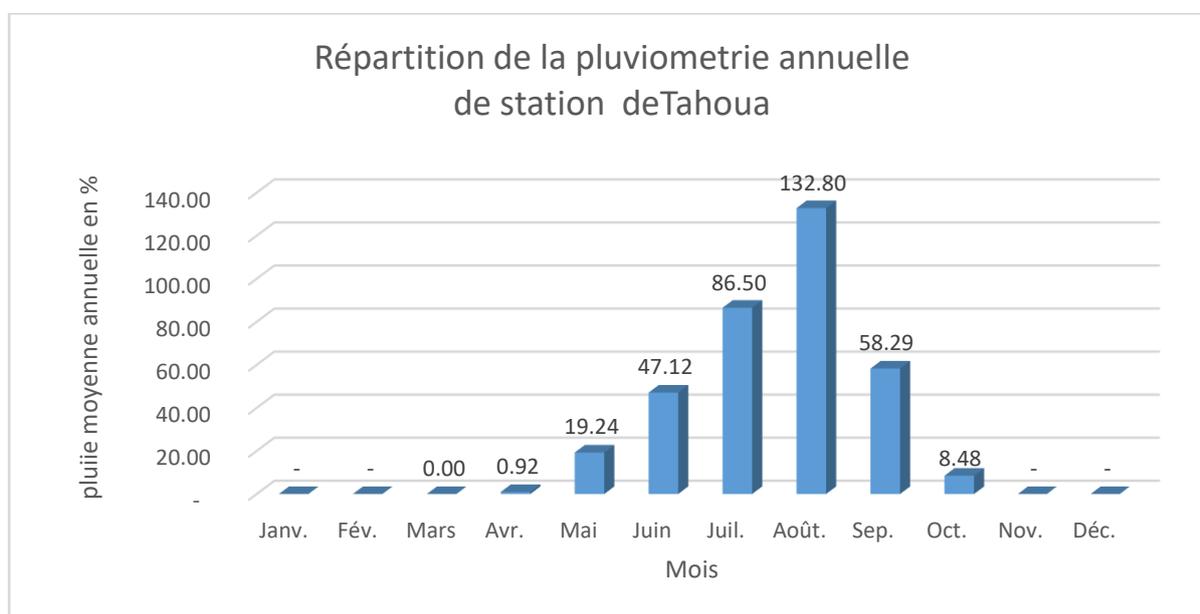


Figure 4 : répartition de la pluviométrie annuelle

L'analyse de la série de pluie montre que la saison pluvieuse démarre à partir du mois de juin et dure jusqu'au mois de septembre. Le mois d'aout est le plus pluvieux avec plus de 37 % de la pluviométrie annuelle, il est suivi par le mois de juillet avec plus de 24% ; les quatre mois juin, juillet, aout, septembre totalisent plus de 90% du total pluviométrique annuelle, les quatre mois les plus secs sont du novembre à mars (**Figure 4**).

### V.2.3.2. Analyse statique des précipitations

#### 📊 Tendence de la pluviosité

L'étude des tendances de la pluviosité peut nous renseigner efficacement sur la disponibilité des ressources en eau superficielles et souterraines permettant d'adopter le mode de gestion le plus adéquat.

Ces tendances ont illustré graphiquement par le tracé de l'évolution chronologique de la somme

des écarts relatifs à la moyenne des totaux pluviométriques annuelles de la station de Tahoua. L'allure de la courbe des tendances présentées dans la (**Figure 5**) est directement liée à la pluviosité de la période considérée. Si la courbe est ascendante, la tendance de la pluviométrie est vers la hausse et il y'a prédominance pour cette période d'année excédentaires ; par contre une décroissance de la courbe prouve la présence de plusieurs années déficitaires. Les détails sont dans ([annexe II](#)).

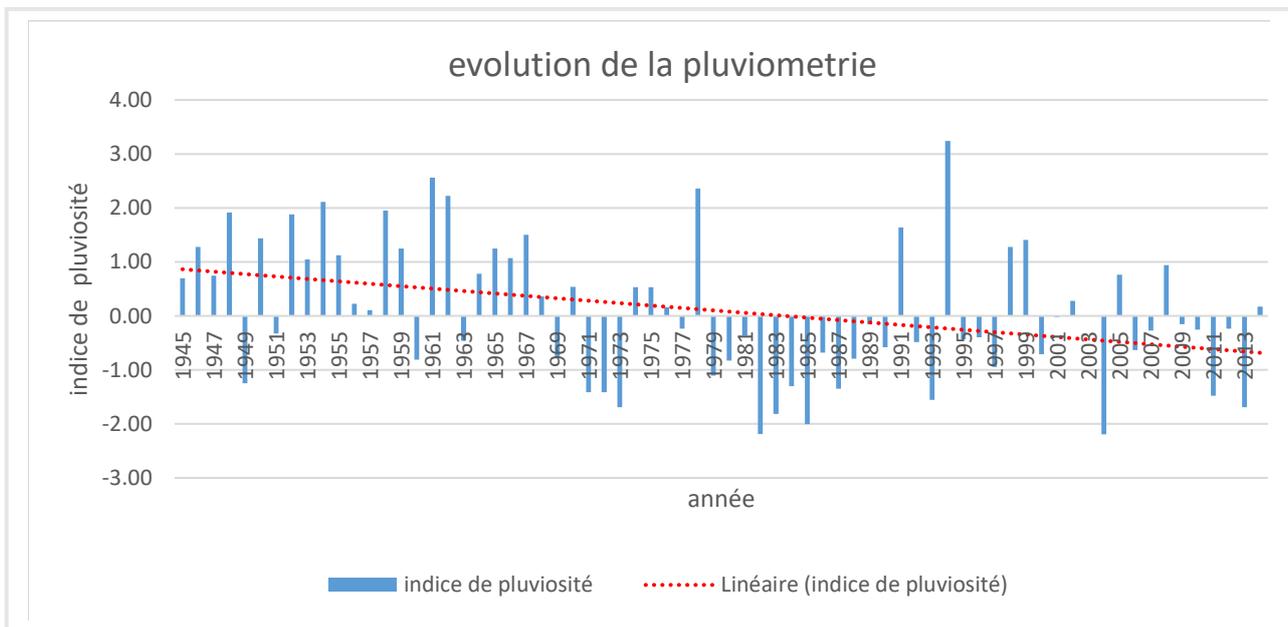


Figure 5 : Tendence des pluviosités

L'examen de la **Figure 5** permet de dégager plusieurs périodes de tendances opposées. Leurs caractéristiques sont consignées dans le **Tableau 8**:

Tableau 8 : Analyse des tendances des pluviosités.

Période	Longueur d'année	Pluviométrie moyenne	Tendance
1945-1969	24	453,84	Excédentaire
1970-1990	20	326,7	Déficitaire
1991-2014	23	371,7	Légèrement excédentaire

Cette analyse est en accord avec l'avènement des grandes sécheresses des années 1970 observées sur de grandes régions naturelles. En effet, on remarque que depuis 1971 l'indice de pluviosité est continuellement vers la baisse ce qui explique une période déficitaire.

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

On constate que de 1991 à 2014 on a une pluviométrie moyenne de 371,7 mm sur une période de 23 ans supérieur à la moyenne des 24 dernières années (1970-1990) ce qui semble confirmer un retour à une pluviosité plus normale.

**V.2.4. Etudes hydrologiques**

**V.2.4.1. Caractéristiques du bassin versant**

L'exploitation des données MNT nous a permis d'établir les cartes des réseaux hydrographiques, des cartes des courbes de niveau, et des répartitions des altitudes ainsi que leurs caractéristiques physiques et géomorphologiques voir (Tableau 9). **Le bassin versant de Anekar à une superficie de 826.12 km<sup>2</sup> et un périmètre de 168.42 km<sup>2</sup>.**

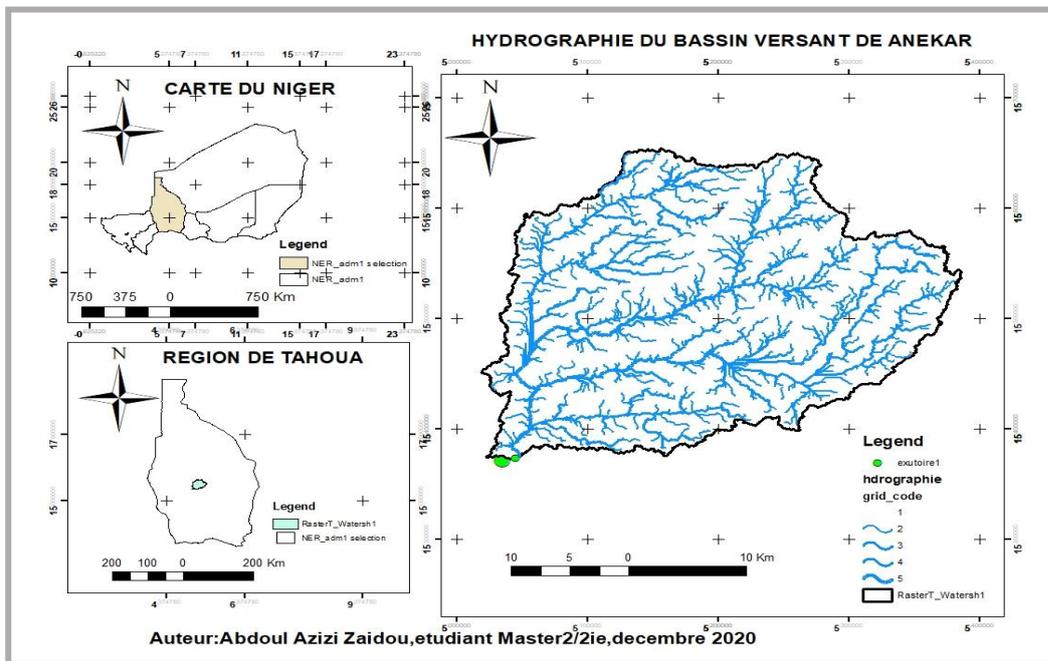


Figure 6 : carte hydrographique du bassin versant de Anekar

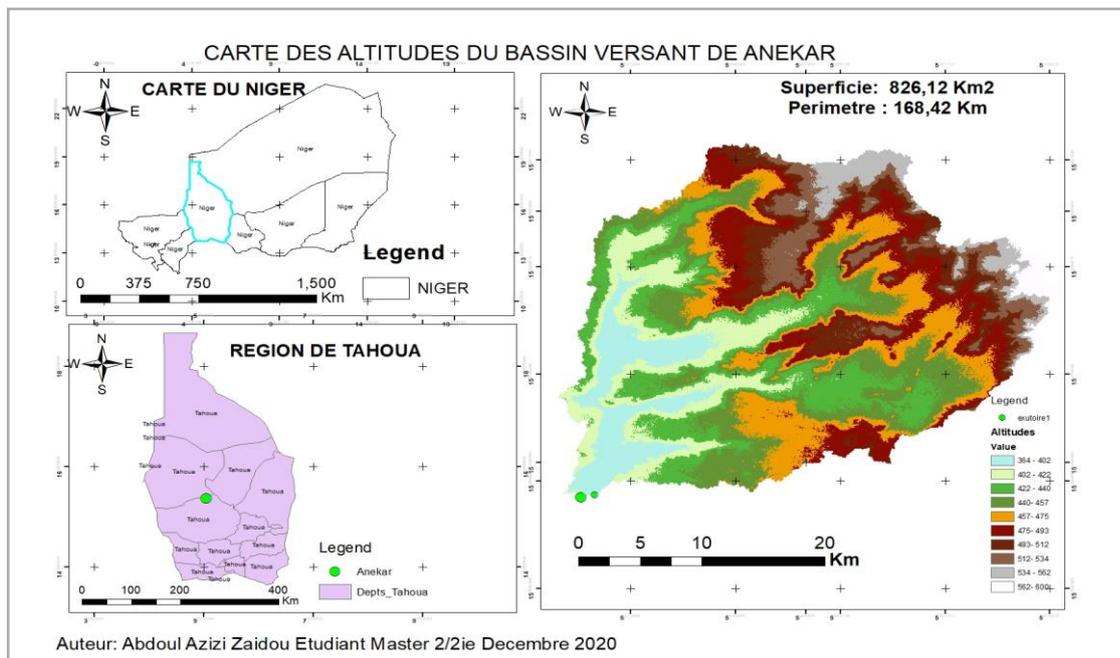


Figure 7 : carte des altitudes du bassin versant de Anekar

➤ **Hypsométrie du bassin**

La courbe hypsométrie explique la répartition de la superficie du bassin versant en fonction de l'altitude. La plus haute altitude enregistrée dans le bassin versant est de 600 m et la plus basse altitude est 340 m. cette courbe nous a permis aussi de déterminer les autres altitudes en projetant sur la courbe hypsométrie de 5% et 95 % en abscisse, on obtient respectivement 547 m et 412 m. les données d'entrée pour la courbe hypsométrique sont dans (annexe III).

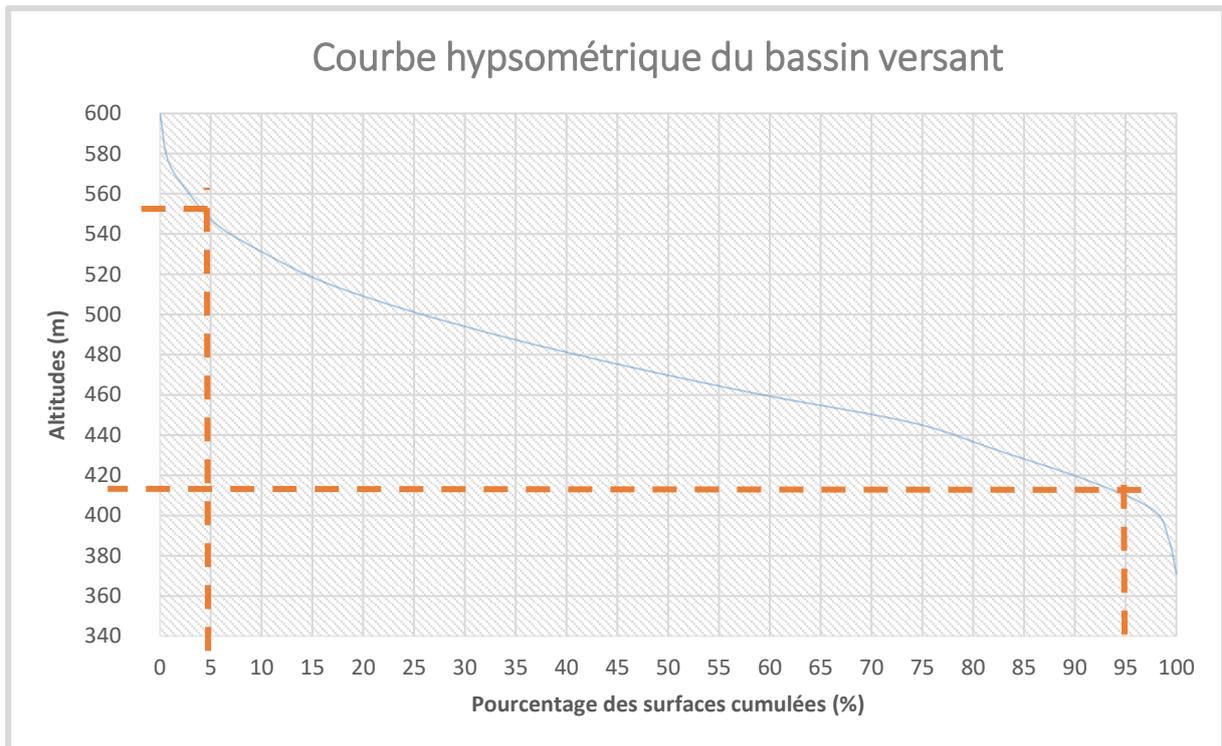


Figure 8 : courbe hypsométrique du bassin versant :

V.2.4.2. Synthèse des caractéristiques du bassin versant

Les caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant sont résumées dans le tableau 9. Pour le détail des calculs dans (Annexe III).

Tableau 9 : Caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant.

Designation	Symboles	Valeurs	Unite
Superficie du bassin versant	S	826,12	Km <sup>2</sup>
Périmètre du bassin versant	P	168,4	Km <sup>2</sup>
Longueur totale du réseaux hydrographique	Lt	1860,8	Km
Longueur du plus long cours d'eau	Lc	55	Km <sup>2</sup>
Indice de compacité de Graveluis KG	KG	1.7	-
Longueur du rectangle équivalent	Leq	72,9	km
Altitude maximale	Zmax	600	m
Altitude minimale	Zmin	371	m
Altitude à 5% de surface	Z(5%)	547	m
Altitude à 95% de surface	Z (95%)	412	m
Indice global de pente (m/km)	Ig	1,85	m/km
Pente moyenne	Imoy	7,97	%
Indice global de pente corrigé	Igcorr	3,31	m/km
Pente longitudinale	I	0,90	m/km
Dénivelée spécifique	Ds	95,22	Km/km <sup>2</sup>
Type de relief	Relief modéré car 50 m < DS < 100		
Densité de drainage	Dd	2,25	Km/km <sup>2</sup>
Forme du bassin versant	Allongé		
Classe de perméabilité	RI		
Type de Climat	Sahélien		

Selon la classification des bassins versant en fonction des leurs tailles, le bassin de Anekar est **classé parmi le grand le bassin versant (Grand bassin versant  $200 \leq S \leq 2000 \text{ Km}^2$ )**

➤ **Type de relief et perméabilité du bassin versant.**

Le dénivelé spécifique du bassin versant est compris entre 50 et 100, et d'après la classification des reliefs selon ORSTOM, le relief est de type modéré(R3).

Compte tenu des caractéristiques physiques, géologiques et pédologiques (le substratum du bassin est composé de roches imperméables d'une part et perméables d'autre part) du site, nous retiendrons un indice de l'infiltrabilité RI (relativement imperméable).

**V.2.4.2. Prédétermination de la crue du projet**

➤ **Crue décennale**

Les résultats des paramètres des calculs de crue décennale sont consignés dans le tableau suivant. Les détails de calculs sont dans ([Annexe III](#)).

**Tableau 10 : résultats des paramètres de calcul de crue décennale :**

Tableau des paramètres de calcul de crue décennale			
Désignation	Symbole	Valeurs	Unité
Superficie du bassin versant	S	826,1	Km <sup>2</sup>
Périmètre du bassin versant	P	168,4	Km <sup>2</sup>
Coefficient d'abattement	A	0,57	-
Indice global de pente corrigé	I <sub>gcor</sub> = 3	2923,65	m/km
Indice global de pente corrigé	I <sub>gcor</sub> = 7	1422,32	m/km
Pluie moyenne décennale	P <sub>m10</sub>	35,16	mm
Coefficient de ruissellement	Kr70 pour P = 70	11,01	(%)
Coefficient de ruissellement	Kr100 pour P = 100	12,53	(%)
Coefficient de ruissellement décennale	Kr10	15,86	(%)
La lame d'eau ruisselée décennale	Lr10	5,58	mm
Le volume ruisselé décennal	Vr10	4 606 972, 87	m <sup>3</sup>
Débit moyen de ruissellement	Q <sub>mr10</sub>	49,87	(m <sup>3</sup> /s)
Temps de base	T <sub>b10</sub>	1539,69	mn
Temps de montée	T <sub>m10</sub>	418,69	min
Coefficient de pointe	α <sub>10</sub>	2,6	-
Le débit maximum de ruissellement	Q <sub>r10</sub>	29.66	m <sup>3</sup> /s
Le volume d'écoulement retardé	V <sub>ret10</sub>	3.89	m <sup>3</sup>
Coefficient de correction	Pour un indice d'infiltrabilité I	0,03	m
Le volume total de crue	V <sub>c10</sub>	4966316,75	
Débit de projet décennal	Q <sub>10</sub>	<b>133.55</b>	m <sup>3</sup> /s

➤ **Méthode de ORSTOM**

Tableau 11 : récapitulatif des caractéristiques de crue décennale par la méthode de ORSTOM

$P_{j10}$	A	Kr10	Vr10	Tb10	$\alpha_{01}$	Qr10	Vc10	Q10 orstom
mm	-	%	m <sup>3</sup>	mn		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s
61,3	0,57	15,86	4 606 972, 87	1539,69	2,6	129.66	4966316,75	<b>133.55</b>

➤ **Méthode de CIEH**

Le débit de crue décennale par la méthode de CIEH est calculé suivant cinq équations, les résultants de cinq équations retenues sont sensiblement proches ce qui nous permet de retenir leurs moyennes. Cette valeur moyenne sera réduite de 30% pour le cas de Anekar suivant les indications de check-list, les résultats des calculs sont dans le (**Tableau 12**) : les détails sont dans (**annexe III**).

Tableau 12 : récapitulatif des calculs de crue décennale par la méthode de CIEH

Equation 11	Equation 12	Equation 18	Equation 41	Equation 42	Moyenne	Q10 CIEH
m <sup>3</sup> /s						
208.93	204,40	199,55	195,41	184,63	198,59	<b>139,01</b>

➤ **Débit décennale retenue**

Compte tenu des incertitudes régnant sur la détermination de ces débits en absence d'observation hydrologique sur le site, on retient la plus forte valeur entre les deux méthodes. La valeur retenue est celle de la méthode de **CIEH**,  $Q_{10_{CIEH}} = 139,01 \text{ m}^3/\text{s}$ .

➤ **Passage de la crue décennale à la crue du projet**

Prévoir un temps de retour de dix ans n'est pas suffisant pour un projet [5]. On propose cependant le passage de crue décennale à la crue centennale en multipliant le débit de crue décennale par un coefficient majorateur C, supérieur à 1 (GRESILLON, et al 1977) qui servira de base au dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

Tableau 13 : débit du projet

Q10 CIEH (m <sup>3</sup> /s)	Coefficient majorateur C	Q100 (m <sup>3</sup> /s)
139,01	2,3	<b>319,72</b>

La crue du projet pour la réhabilitation du barrage est de **319,72 m<sup>3</sup>/s** contre **290 m<sup>3</sup>/s**, la crue

du projet calculé est plus importante que la crue que l'ouvrage a été conçu. La prise en compte de crue relativement sous-estimée lors de la conception initiale du barrage a permis la non durabilité des ouvrages d'où la rupture des certains ouvrages, tels que le bassin de dissipation, et les dégradations du déversoir et de la digue.

➤ **Hydrogramme de crue**

L'hydrogramme de crue est une variation du débit en fonction du temps durant une crue. Cet hydrogramme est construit en trois tronçons linéaire fonction de deux paramètres, temps de base et temps de monté. Le débit de crue maximum est 319,72 m<sup>3</sup>/s et débit de discontinuité est 157,97m<sup>3</sup>/s ce qui indique un changement de pente lors de la décrue (**Figure 9**)

Tableau 14 : résultats des calculs de l'hydrogramme de crue

Temps (min)	Debit (m <sup>3</sup> /s)
0	0
418,69	319,72
630,5	157,97
1539,69	0

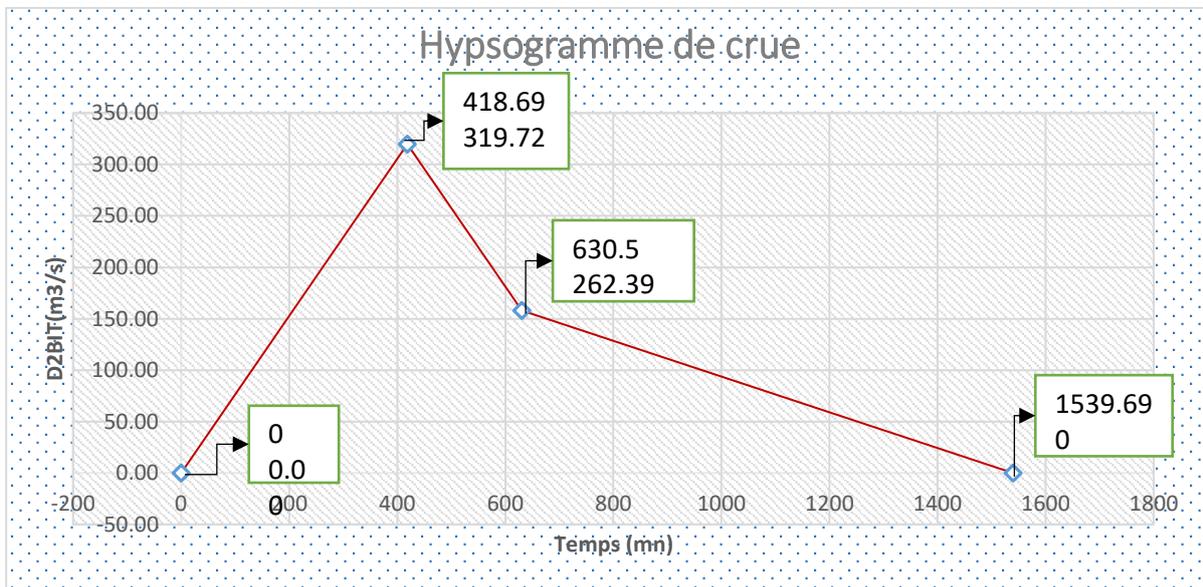


Figure 9 : Hydrogramme de crue

➤ **Crue de rupture de la digue**

Avec les nouvelles dimensions du barrage on a une crue de rupture calculée de 1076,65 m<sup>3</sup>/s soit environ trois fois la crue du projet qui est 319,72m<sup>3</sup>/s.

V.2.4.3. Etude de la cuvette

V.2.4.3.1. Evaluation des apports liquides

C'est l'ensemble des écoulements superficiels passant par l'exutoire du basant versant durant une année.

➤ **La détermination des apports liquides par méthode de Rodier**

Rodier a fondé sa méthode sur le principe des bassins-types.

On cherche le bassin-types le plus proche de celui étudié en fonction de quatre régions hydrographiques et suivant leurs appartenances à une classe de superficies et à une catégorie définie par leurs caractéristiques pédologiques et leur physiographie. Suivant ces caractéristiques le barrage de Anekar s'identifié de celui de TAMBAS) (Figure 14).

Les lames d'eau de fréquence médiane, quinquennale, et décennale sèche sont déterminées graphiquement. On lit sur la courbe du bassin type (TAMBAS) (**Figure 10**) les lames d'eau correspondant à la fréquence de non dépassement et enfin on calcul les coefficients d'écoulements *ke* et le volume d'écoulement pour les périodes de retour médian, quinquennale et décennale (sèche) (5). Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Apport liquide

<b>Apports liquides</b>					
Période de retour en année sèche	Pluviométrie (mm)	Lame écoulée (mm)	Ke%	Superficie(km <sup>2</sup> )	Apport liquide(m <sup>3</sup> )
Décennale	231	9.54	4,1%	826,12	<b>7 882 262,35</b>
Quinquennale	273	17.80	6,5%	826,12	14 708 527,83
Médiane	353	36.83	10,4%	826,12	30 429 950,61

Nous retiendrons les apports liquides du période de retour décennale qui est la valeur minimale pour s'assurer de remplissage de la cuvette avec un apport liquide de **7 882 262,35 m<sup>3</sup>**. La retenue à une capacité de **6 400 000 m<sup>3</sup>** donc la cuvette sera remplie avec l'apport liquide en période décennale sèche.

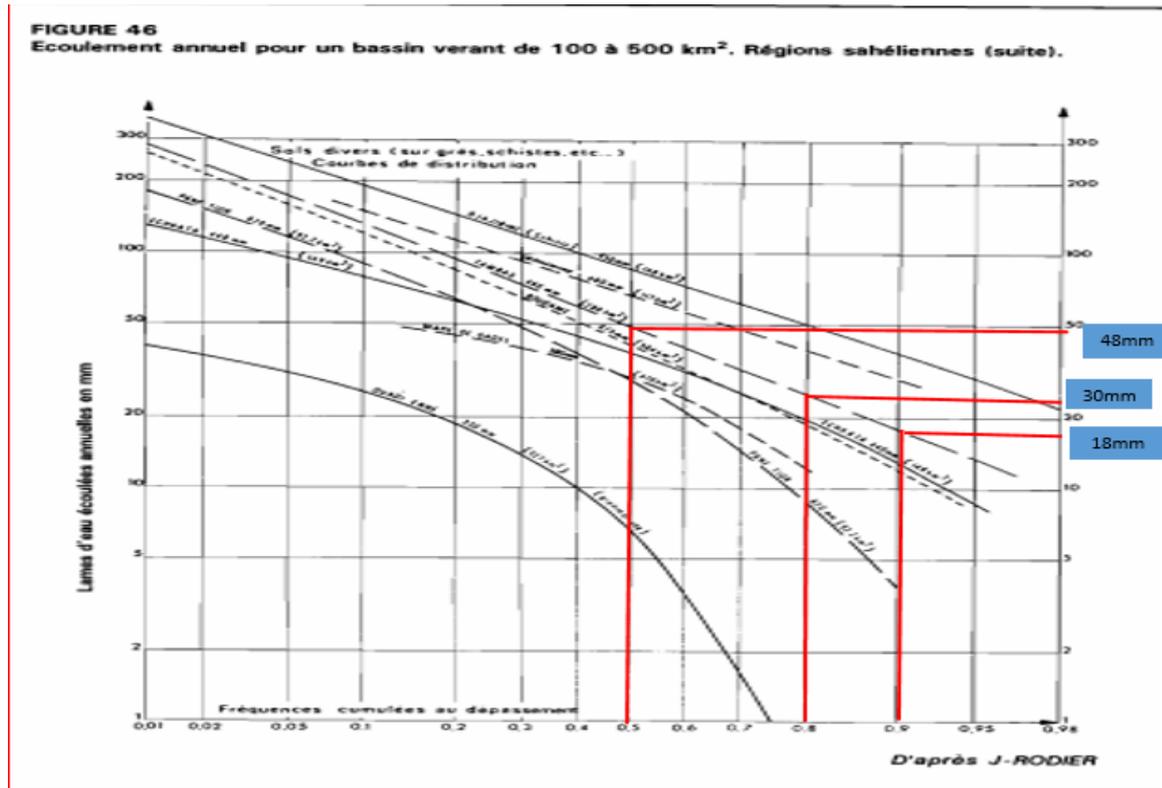


Figure 10: courbe de bassin-type (TAMBAS)

V.2.4.3.2. Evaluation des pertes

- Pertes par les dépôts solides

Les apports des sédiments sont évalués par les trois formules KARAMBIRI, GRESILLON (CIEH-EIR), GOTTSCHALK. Les quantités des sédiments susceptible de déposés dans la cuvette sont dans le (Tableau 16) :

Tableau 16: Récapitulatif du calcul des dépôts solides

Auteurs	S (km <sup>2</sup> )	D (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an)	V (m <sup>3</sup> /an)
KARAMBIRI	826,12	308,53	254880,10
GRESILLON (CIEH – EIER)	826,12	769,17	635428,25
GOTTSCHALK	826,12	132,82	109726,66

Les résultats des trois formules donnent les renseignements sur les dégradations spécifiques et les volumes des dépôts solides du site de Anékar. Nous retiendrons le résultat de la formule de GRESILLON qui a une dégradation spécifique de 769,17m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an et un volume des dépôts solides de **635 428,25 m<sup>3</sup>/an**, GRESILLON tient compte de deux paramètres, la superficie du

bassin versant et de la pluviométrie annuelle. Les dépôts solides sur une période de cinq ans seront retenus (**635 428,25 m<sup>3</sup>/an**) et la cote de la prise d'eau sera calé à la cote **365m**.

➤ **Pertes par infiltration et évaporation**

L'estimation des pertes par infiltration et évaporation au niveau de la retenue pendant les périodes d'exploitation a conduit aux résultats suivants.

Tableau 17 : Estimation des pertes par infiltrations et évaporations.

Mois	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avril	Totaux
<b>Pertes par infiltration (mm)</b>	60	62	62	56	62	60	362
<b>Pertes par évaporation (mm)</b>	248.31	245.20	251.23	253.54	292.30	286.31	1576.90
<b>Pertes (mm)/mois</b>	308.31	307.20	313.23	309.54	354.30	346.31	1938.90
<b>Pertes (m)/mois</b>	0.308	0.307	0.313	0.310	0.354	0.346	<b>1.939</b>

V.2.4.3.2 Estimation des besoins en eau

Les besoins agricole, humaine et pastorale ont été évalués à **2 051230, 64 m<sup>3</sup>** entre Novembre et Avril correspond à la période d'exploitation du barrage sans apports.

Tableau 18 : Estimation des besoins

Mois	Besoins agricole totaux	Besoins pastoral	Besoins humains	Totaux
<b>Décembre</b>	292497,7778	690 ,9655391	7936,356692	301125,1
<b>Janvier</b>	384416,1014	690 ,9655391	7936,356692	393043,4237
<b>Février</b>	442994,6377	690 ,9655391	7936,356692	451621,9599
Mars	471518,841	690 ,965539	7936,35669	480146,163
Avril	416666,667	690 ,965539	7936,35669	425293,989
<b>Totaux</b>				<b>2051230,64</b>

Pour les besoins agricoles nous avons choisi la culture la plus contraignante, parmi les cultures nous avons choisi oignon comme la culture la plus contraignant pour évaluer les besoins en eaux des plantes.

➤ **Simulation de l'exploitation et calage de plan d'eau normal PEN :**

La simulation de courbe d'exploitation permet de confirmer l'adéquation de la capacité de la retenue avec les besoins en eau et les pertes :

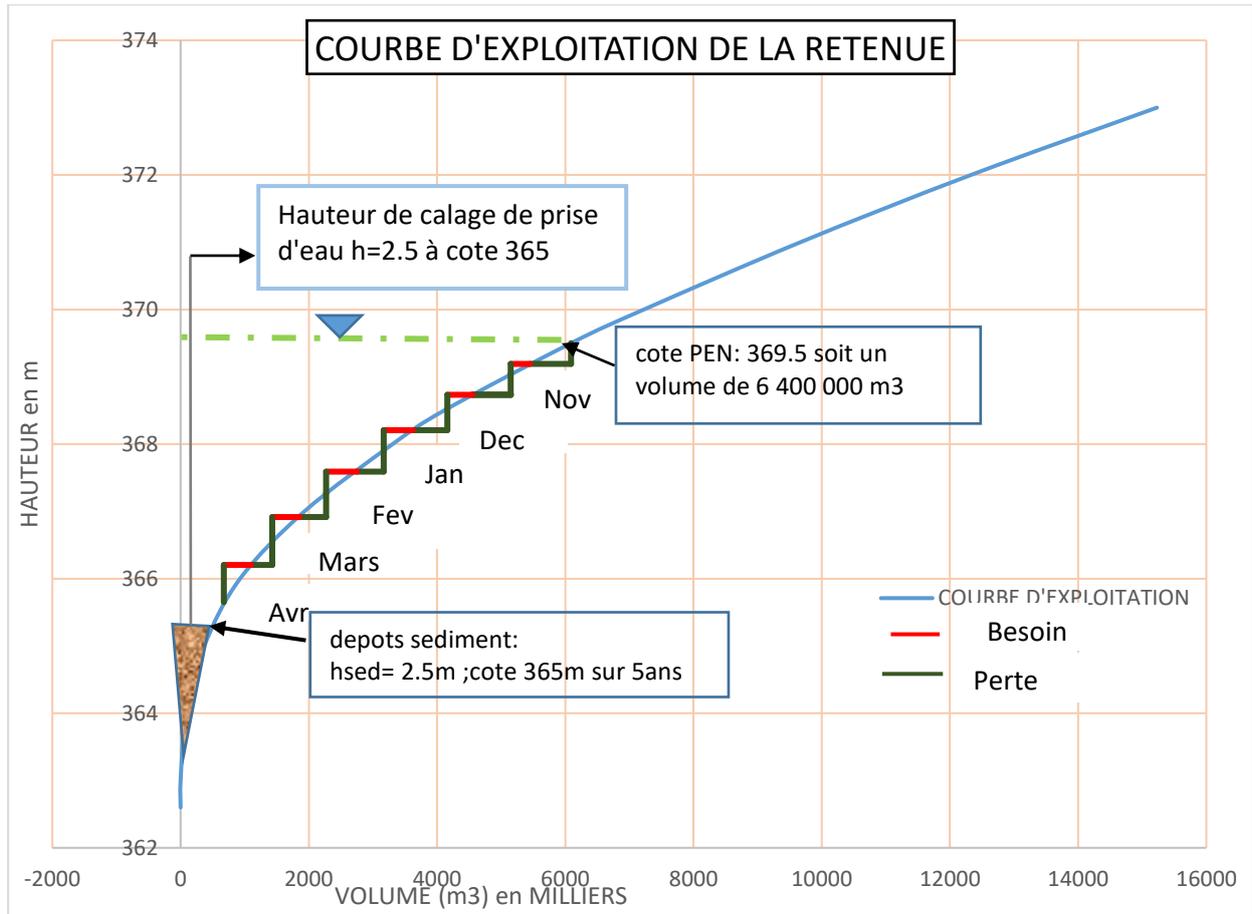


Figure 11 : courbe d'exploitation de la retenue

Pour tenir compte des tous les besoins des plantes, des animaux, des populations et des pertes par évaporations et infiltrations au niveau de la cuvette entre le début de Novembre et fin Avril, le plan d'eau normal est calé à la cote 369,5 avec un volume de 6 400 000 m<sup>3</sup>. Après simulation le barrage de Anekar tel qu'il est calé permet de garantir jusqu'à la fin de saison sèche un volume moyenne annuelle d'environ 400 000 m<sup>3</sup>/an. La simulation d'exploitation annuelle de la retenue a été effectuée sur 5 ans. Sur chaque 5ans on doit effectuer une vidange pour dégager le volume de l'envasement. La prise d'eau sera calée à la cote 365.

On constate aussi que les apports liquides en période sèche peuvent couvrir la capacité de la cuvette avec un apport minimale de **7 882 262,35** m<sup>3</sup> en année décennale contre 6 400 000 m<sup>3</sup> comme capacité de la retenue.

#### V.2.5. Proposition de réhabilitation

Selon les anomalies constatées sur le barrage et des résultats des études de base, nous proposons la réhabilitation sur des ouvrages dégradés pour permettre à la population de reprendre leurs activités économiques. Cette réhabilitation consistera à reprendre certains ouvrages comme le bassin de dissipation, le déversoir et la digue sera réparé.

#### V.2.5.1. La digue :

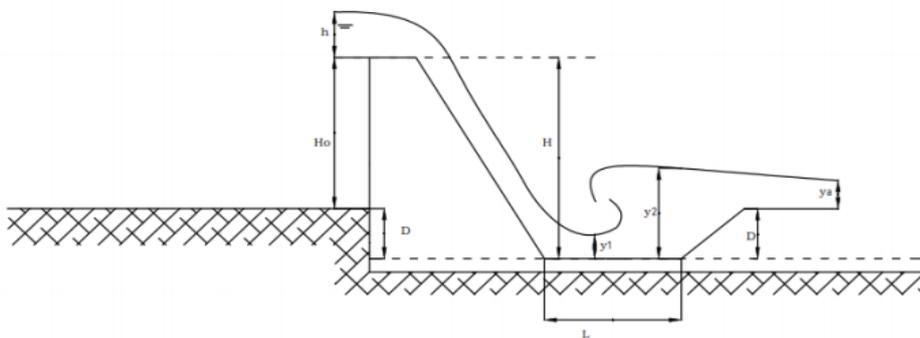
Sur la digue, deux fissures traversent la digue de départ et d'autre de deux cotés en traversant les perrés maçonnés jusqu'à atteindre le mur coté aval du barrage. Ces mêmes fissures apparaissent au côté amont (plan d'eau). Nous proposons ;

- ✚ De tailler les talus amont et aval sur au moins 1,5 m d'épaisseur suivi d'un apport de nouveaux matériaux argileux bien compactés et la pose d'un drain aval à la base du talus aval ;
- ✚ Protéger les talus amont et aval en moellons
- ✚ Tailler la crête de la digue jusqu'à 1 m d'épaisseur suivi d'un apport de nouveaux matériaux argileux bien compactés, et construire des murets parapet de 0,5\*0,5m sur la crête de la digue.

#### V.2.5.2. Pour l'évacuateur de crue :

La largeur de l'évacuateur de crue été sous-estimé et dans le cadre de réhabilitation, nous proposons de mettre en place un déversoir poids en béton cyclopéenne de section trapézoïdale à la même position latérale (rive gauche). Ce type de déversoir a une grande capacité d'évacuation de grosses crues et facile à réaliser à des couts relativement acceptables [9]. Les ouvrages annexes associés au déversoir sont :

- ✚ Un bassin de dissipation, pour dissiper l'énergie de chute de l'eau et protéger le déversoir contre l'érosion par l'eau.
- ✚ Un mur bajoyer de part et d'autre du déversoir et assurant la jonction entre la digue et le déversoir.



**Illustration 2 :** Profil type du seuil déversant :

### V.3. Conception et dimensionnement du barrage

#### V.3.1. Etude de la digue

### V.3.1.1. Caractéristiques de la digue

Pour des raisons de la disponibilité des matériaux argileux en quantité et qualité suffisante, la digue du barrage de Anekar sera en terre homogène compactée. Les caractéristiques de la digue sont présentées dans le tableau suivant : les détails des calculs sont dans ([Annexe IV](#)).

Tableau 19 : les principales caractéristiques de la digue :

Paramètres	Valeurs retenue	Unité	Valeurs initiale
Cote au PEN	369,5	m	369,5
Cote au PHE	370,7	m	371
Chargeur sur déversoir	1,2	m	1,5
Revanche	1,5	m	1,5
Largeur en crête de la digue	5	m	5
Hauteur maximale de la digue	9,6	m	9,7
Epaisseur de la couche de couronnement	0,2	m	0,2
Longueur de digue y compris le déversoir	693	m	693
Largeur en base de la digue	53	m	58
Epaisseur de couche de protection de talus aval	0,5	m	-
Epaisseur de couche de protection de talus amont	0,5	m	-
Epaisseur du drain	0,5	m	-
Pente de talus aval	1V/2,75H	m	1V/3H
Pente de talus amont	1V/2,25H	m	1V/2,25H
Fetch	3,8	km	-
Débit de fuit	$6,5^{-10}$	m <sup>2</sup> /s	-

Nous allons retenu la même hauteur initiale de la digue qui **9,7m**

➤ **Largeur en crête de la digue**

Largeur en crête de la digue		
Designation	Unité	Valeurs
Formule de KNAPPEN		
Revanche R (m)	M	1.5
Charge déversant sur seuil h	M	1.2
Hauteur du déversoir Hd	M	6.9
Hauteur du barrage ou de la digue Hb	M	9,6
Largeur en crête Lc (m)		<b>5,2</b>
Formule de PREECE		
Largeur en crête Lc (m)		<b>4,46</b>

Une largeur en crête de **5 m** sera retenue pour le barrage de Anekar, cette valeur est suffisante pour permettre aux engins de l'entretien de bien circuler sans aucun problème. Il faut noter aussi que la couche supérieure du remblai sera constituée de tout-venant graveleux latéritique compacté (épaisseur de 20 cm) et un mur de crête en maçonnerie de moellons de dimension 0,5\*0,5 est également prévu.

V.3.1.2. Protection de talus et de crête

➤ **Les pentes des talus et protection**

Les pentes des talus amont et aval sont respectivement **1V/2,75H** et **1V/2,25H**, ces pentes ont été choisis en fonction de type de barrage (**barrage a fort pourcentage d'argile**), la vérification de la stabilité a été confirmé avec le logiciel Geoslop 2012.

🚧 **Vérification de stabilité avec le logiciel geoslop**

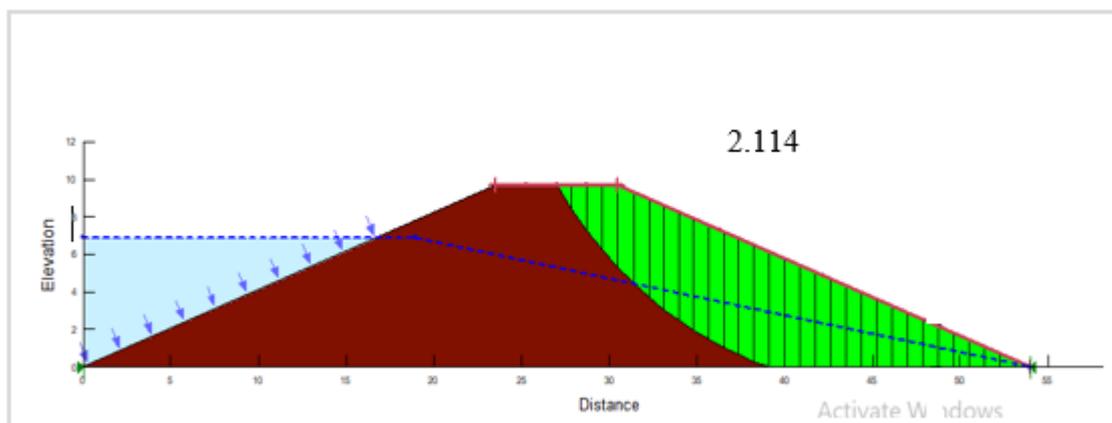


Figure 12 : Courbe de rupture de la stabilité avec geoslop

La Erreur ! Source du renvoi introuvable. , nous donne un facteur de sécurité minimal de 2,114, q  
ui est toujours supérieur à 1,5. Ce qui permet de dire que les pentes de talus sont stables.

➤ **Protection des talus**

Les talus amont et aval seront protégés contre le phénomène d'érosion, qui est dû aux vents et aux pluies. Il est également impératif de protéger aussi la digue contre le phénomène de renard et la résurgence qui est néfaste à la stabilité du barrage.

L'épaisseur des enrochements est calculée par la formule suivante :

$$e = 1,5 * D_{50}$$

Hauteur de vague hv	D <sub>50</sub> (m)
[ 0 ; 0,3 ]	0,2
[ 0,3 ; 0,6 ]	0,25
[ 0,6 ; 1,2 ]	0,3
[ 1,2 ; 1,8 ]	0,4
[ 1,8 ; 2,4 ]	0,45
[ 2,4 ; 3 ]	0,55

La hauteur de la vague est 1,18 m comprise entre 0,6 et 1,2 m, retenons un D<sub>50</sub> de 0,3 m ([annexe IV](#))

$e = 1,5 * D_{50} = 1,5 * 0,3 = 0,5 \text{ m}$ <div style="border: 1px solid green; display: inline-block; padding: 2px 10px; margin-left: 100px;"><b>e = 0,5 m</b></div>	e : épaisseur des enrochements D <sub>50</sub> : diamètre fonction de hauteur des vagues hv.
---	---

✚ **Le talus amont**

Le talus amont sera protégé contre l'effet de vague par une couche d'enrochement d'épaisseur de 50 Cm. Cette couche sera posée sur une couche de transition d'épaisseur de 20 Cm.

✚ **Le talus aval**

Le talus aval sera protégé par couche d'épaisseur de 50 Cm, posé sur une couche de transition de 10Cm.

✚ **Couronnement**

Pour le couronnement on prendra une épaisseur  $e \in [20\text{cm} ; 30\text{cm}]$

Nous retiendrons une épaisseur **de 20 cm**

Tableau 20 : récapitulatif de protection de la digue

Protection de la digue			
Epaisseur couche de couronnement	0,2		m
Muret	0,5*0,5		m*m
Epaisseur enrochement de talus	0,5		m
Epaisseur couche de transition talus amont	0,2		m
Epaisseur couche de transition talus aval	0,1		m
Nature de protection talus amont	Perré maçonné		
Nature de protection talus aval	Perré sec		

➤ **Infiltration à travers la digue**

Les eaux d'infiltration peuvent être considérées comme un danger sur la stabilité de l'ouvrage, d'où la nécessité de disposer d'un drain aux pieds de la digue. Ce système a pour but de réduire ou annuler les pressions interstitielles le long du talus aval de la digue, en empêchant les résurgences néfastes à la stabilité :

Les résultats des paramètres des calculs de l'infiltration sont dans le (**Tableau 21**) :

Tableau 21: Résultats de calcul de l'infiltration de la digue.

Désignation	Paramètre	Valeurs
Longueur du drain horizontal (m)	Ld : Longueur du drain	<b>13,25</b>
Paramètre b (m)	b	<b>39,75</b>
Paramètre d (m)	d	<b>34,92</b>
Hauteur du drain $y_o$	Yo	0,68
Le débit de fuite (m <sup>3</sup> /s/ml)	q	6.8E – 10 m
Epaisseur de drain e (m)	$e_{drain}$	<b>0,2</b>
Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif dans le cadre de barrage homogènes (argile compacté) sera de l'ordre de $10^{-7}$ m/s pour coefficient de perméabilité du remblai ( $k_r$ ) et celui du drain constitué de sable grossier est de ( $k_d$ ) égal $10^{-4}$ m/s		

Le débit d'infiltration travers la digue obtenue reste négligeable ;

Retenons une largeur de drain de **14 m**

Retenons l'épaisseur de de drain de **20 cm**

Le système drainant est complété par un massif de pied aval en matériaux grossiers (graviers,

blocs et enrochement), encre d'environ de 1 m, dans le sol de fondation. Les eaux de collecte sont récupérées dans un autre drain vers l'exutoire.

➤ **Tranchée d'étanchéité**

La tranchée d'étanchéité sera réalisée au bulldozer de forme trapézoïdale et remblayées en argile compacté, avec comme pente 1V/3H sur une largeur de 4 m.

**V.3.2. Evacuateur de crue**

L'évacuateur de crue est d'une importance capitale pour la vie d'un ouvrage en terre. Il doit permettre l'évacuation des eaux de crues sans risque de submersion de la digue.

Pour le barrage de Anekar on adopte un évacuateur de crue latéral, placé sur l'une des rives de la vallée. Ceci permettrait à l'évacuateur de reposer alors sur des matériaux en place peu susceptible de tasser.

**V.3.2.1. Laminage de crue par la méthode de xo**

Prendre en compte de laminage de crue pour la détermination de l'évacuateur de crue permet de réduire leur longueur de manière significative, ce qui traduit par un abaissement de leur prix, généralement très élevé dans un projet de barrage.

**La longueur retenue de l'évacuateur de crue est de 100 m avec un débit évacué de 236.59 m<sup>3</sup>/s contre une longueur de 80 m dont l'ouvrage a été conçu, ce qui explique une sous-estimation de l'évacuateur.** La crue de rupture du barrage est estimée à environ **1076,654 m<sup>3</sup>/s**, ce qui est loin du débit centennal (projet) mais pour plus de sécurité des études de stabilités seront faites pour s'assurer que l'ouvrage ne cèdera pas. Les détails sont dans l'annexe IV.

**Tableau 22 : Récapitulatif des résultats des itérations de laminage de crue :**

<b>Longueur déversant (m)</b>	<b>X0</b>	<b>log10( X0)</b>	<b>Coefficient β (%)</b>	<b>Débit maximum évacué Qemax (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>100</b>	7.52	0.88	74%	<b>236.59</b>

En fixant une charge déversant h de 1,2 m on obtient une longueur de seuil déversant de **100m** avec un débit laminé de 236,59 soit 74% de la crue du projet. Les détails des itérations sont dans (annexe IV)

**V.3.2.2. Stabilité du déversoir**

Les résultats de vérification des différentes conditions de stabilité sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 23 : vérification de la stabilité du déversoir**

Désignation	Symbole	Valeurs	Unité
<b>La vérification de la stabilité externe</b>			
✚ Vérification de la stabilité au glissement		$F_G \geq 1,2$	
Forces verticales	W-U	753.67	KN/ml
Forces horizontales	$P_e+P_t$	301.24	KN/ml
Facteur de sécurité	$F_G \geq 1,2$	1.58	
<b>Condition vérifiée</b>			
✚ Vérification de la stabilité au renversement		$F_R \geq 1,5$	
Moments stabilisants	M/B(W-U)	9477,66	KN.m/ml
Moments renversants	M/B ( $P_e+P_t$ )	1692,04	KN.m/ml
Facteur de sécurité	$F_R \geq 1,5$	5,60	
<b>Condition vérifiée</b>			
<b>La vérification de la stabilité interne</b>			
✚ Vérification de la non fissuration		$ e  \leq \frac{b_2}{6}$ (Règle du tier centrale)	
Excentricité	<b>e</b>	<b>1.12</b>	m
Largeur en base du déversoir /6	$b_2/6$	2,16	m
<b>Condition vérifiée</b>			
✚ Vérification à la rupture		$\sigma_{max} \leq \sigma_{lim, \text{béton}}$	
La contrainte maximale	$\sigma_{max}$	0,03	MPa
La contrainte limite du béton	$\sigma_{lim, \text{béton}}$	6	MPa
<b>Condition vérifiée</b>			

Les conditions de stabilité est satisfait avec un angle de 60° donc la stabilité du déversoir est assurée.

#### V.3.2.3. Mur bajoyer

Les résultats de prédimensionnement se présentent dans le tableau suivant

Hauteur du mur bajoyer (voile + semelle)	H [m]	12,35
Epaisseur crête voile	$e_0$ [m]	0,25
Epaisseur de la base du voile	$e_1$ [m]	0,9
Epaisseur de la semelle	$e_2$ [m]	2,65
Largeur de la semelle	$b_1$ [m]	6,20

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Largeur du talon de la semelle	$b_2$ [m]	5,30
--------------------------------	-----------	------

La vérification des stabilités du mur faite avec le logiciel CYPE 2017 a conduit aux dimensions finales consignés dans [Annexe IV](#).

#### V.3.2.4. Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation permet de restituer les eaux dans le lit du Kori sans risque d'érosion. On utilise un bassin de dissipation qui par création de ressaut hydraulique va transformer l'écoulement torrentiel au niveau du coursier en un écoulement lent pour le restituer dans le lit du kori. Le débit à restituer par le bassin de dissipation est celui de l'évacuateur de crue, soit  $Q = 236,72 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Tableau 24 : Résultats de calcul de bassin de dissipation**

Désignation	Symbole	Valeurs	Unité
<b>Longueur du bassin de dissipation</b>			
Hauteur du plan d'eau normale	PNE	6,9	m
Charge déversant	h	1,2	m
Largeur du canal L (m)	L	100	m
L'enfoncement du bassin de dissipation	D	1,40	m
Débit maximale évacué	Q	232,91	m <sup>3</sup> /s
Débit unitaire	q	2,33	m <sup>3</sup> /s/ml
Vitesse de l'eau au-dessus du seuil	$V_0$	1,94	m/s
Ligne d'eau	H	8,3	m
Hauteur de chute	Z	9,67	m
Vitesse d'eau à l'entrée du bassin de dissipation	$V_1$	13,85	m/s
Tirant d'eau à l'entrée du bassin de dissipation	$y_1$	0,17	m
Nombre de Froude	F	10,79	
Tirant d'eau à la sortie du bassin de dissipation	$Y_2$	2,06	m
Longueur du bassin de dissipation	L	6	m
<b>Blocs chicanes</b>			
Hauteur	$h_2$	0,40	m
Largeur	$l_2$	0,30	m
Espacement	$e_2$	0,30	m

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Epaisseur en crête	ec	0,10	m
<b>Blocs de chute</b>			
Largeur à la base	b <sub>1</sub>	0,40	m
Espacement)	e <sub>1</sub>	0,40	m
<b>Seuil terminal</b>			
Hauteur	h <sub>4</sub>	0,30	m
Pente		2H/1V	
<b>Chenal d'évacuation</b>			
Largeur du chenal	l	100	m
Profondeur normal	yn	0,8	m
Pente	i	0,003	%

Le bassin de dissipation qui sera réalisé est un bassin de type II USBR (car  $Fr > 4.5$  et la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin est inférieur à 15m/s [**technique du petit barrage**]), avec une longueur de **6 m**. Les principales caractéristiques sont regroupées dans le (**Tableau 24**), les détaillées sont consignés dans (**annexe IV**) :

➤ **Protection aval du bassin de dissipation**

Le bassin ne permet en fait la dissipation que d'environ 75% de l'énergie de l'eau. Il est donc nécessaire de revêtir l'aval avec des enrochements et/ou des gabions sur une certaine distance [8]. Pour les sols argileux, la vitesse du début d'entrainements des matériaux  $V_e$  varie de 0,80 à 1,20 m/s selon la cohésion. Nous prendrons un  $V_e$  égal à 1m/s ( **$V_e = 1 \text{ m/s}$** ).

**Récapitulatif**

Diamètre minimale de l'enrochement D(m)	0,10 m
Epaisseur de la couche d'enrochement e(m)	0,30 m
La longueur protégée L(m)	12 m

**V.3.2.4. Ouvrage de prise d'eau et de vidange**

La prise d'eau est calée à la cote 364,8, pour permettre l'exploitation de la tranche inférieure de la retenue.

$Q = \frac{BB}{N * N_w * T_w * 3600}$	BB : besoins brutes mensuels (m <sup>3</sup> ) N : le nombre de jour du mois $N_w = 6/7$
---------------------------------------	--

$Q = 1000 * C_s * \sqrt{2gH} \rightarrow \frac{Q}{c * \sqrt{2gH}}$ $D = 1000 * \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * C * \sqrt{2gh}}}$	<p>Tw = 5 heures</p> <p>C = 0,9 et g = 9,81</p> <p>S = la section de la conduite (m2)</p> <p>Q = le débit fictif (m3/s)</p> <p>D = diamètre de la conduite (mm)</p>
---	---

C : coefficient de débit, dépendant du degré d'ouverture de la vanne ; il est donné par le tableau suivant [2]:

% ouverture de la vanne	30	50	70	80	100
C	120	19	3.5	1.5	0.2

La vanne sera ouverte à 90% soit un coefficient de 0,9

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

DESIGNATION	DECEMBRE	JANVIER	FEVRIER	MARS	AVRIL
NBRE DE JOUR	31	31	29	31	30
BESOINS AGRICOLE	292497.778	384416.101	442994.638	471518.841	416666.667
DEBIT FITIF	0.612	0.804	0.9902	0.986	0.900
SECTION TH	0.063	0.083	0.1023	0.102	0.093
DIAMETRE TH	283.596	325.117	360.844	360.071	344.075

Le mois du février est le mois de pointe avec un débit fictif de 0.99 m3/s et un diamètre théorique de 360 mm soit soit une conduite de diamètre commercial de 400 mm. Pour de raison de sécurité et répondre aux besoins en eau de 100 ha, une conduite en fonte de diamètre nominale **DN600** mm sera tenue.

## **VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL**

La politique nigérienne en matière d'environnement est définie dans le Plan national de l'environnement pour un développement durable adopté par le gouvernement en avril 2000.

- ✚ Plan National de l'Environnement et du Développement Durable (PNEDD)
- ✚ Politique Nationale en matière d'environnement et du développement durable  
Cadre Stratégique d'Investissement sur la Gestion Durable des Terres
- ✚ Plan d'Action National d'Adaptation aux changements climatiques (PANA) Concernant

l'aspect changement climatique,

- ✚ Contribution Prévue Déterminée au niveau National - CPDN (2015-2030) (INDC)
- ✚ La politique Nationale en matière d'aménagement du territoire définie par la loi n°2001-32 du 31 décembre 2001 portant orientation de la Politique d'Aménagement du Territoire
- ✚ Le Plan de Développement Economique et Social (PDES)
- ✚ La Politique Nationale de Protection sociale

La Stratégie de Sécurité Alimentaire et Nutritionnelle et de Développement Agricole Durables (i3N/SAN/DAD) Communément appelée 'Initiative 3N'

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Tableau 25 : matrice de Léopold pour l'impact environnement et social du projet

PHASES	SOURCE D'IMPACTS	Milieu physique				Milieu biologique				Milieu humain						
		Sol	Air	Eau de surface	Eaux	Végétation	Faune	Paysage	Population	Sante-sécurité	Main-d'œuvre	Activités	Pêche	Emploi	Economie et	Circulation
PHASE CONSTRUCTION	Défrichage et déboisement	0	-	-	0	-	-	-	0	+	+	+	0	+	+	0
	Installation des divers chantiers	0	0	-	0	-	-	-	-	-	+	+	0	+	+	0
	Exploitation des emprunts et terrassement	-	-	0	0	-	-	-	-	-	+	+	0	+	+	
	Recrutement des personnels	-	-	-	0	0	-	-	-	-	+	+	0	+	+	0
	Transport des matériaux de construction	-	-	0	0	0	-	-	-	-	+	+	0	+	+	-
	Réhabilitation de la digue et ouvrages annexes	0	-	0	0	-	-	0	-	-	+	+	0	+	+	-
	Plantation d'arbres	0	0	0	0	+	+	+	0	0	+	+	0	+	+	0
EXPLOITATION	Barrage	0	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+	+	+	+	0
	Les nouvelles parcelles irriguées	0	+	0	0	-	0	+	+	0	+	+	0	+	+	0
	Répartition des parcelles aux habitants	0	0	0	0	0	0	0	+	0	+	+	0	+	+	0
	<b>Légende le signe (-) : impact est négatif le signe (+) : impact est positif le signe (0) : absence de l'impact</b>															

## **VII. COUT DU PROJET**

Le cout de mise en œuvre de réhabilitation du barrage de Anékar est évalué à Six cent quatre deux million six cent trois mille cinquante francs (642 603 050) HT reparté en fonction des travaux et de plan de gestion environnementale et social (PGES). Les détails sont regroupés en Annexe VI.

Tableau 26 : synthèse des couts des travaux.

<b>Désignation</b>	<b>Cout HT(FCFA)</b>	<b>Ratio (%)</b>
Amenée et replis	25 000 000	3.89
Digue	165 969 000	25.83
Ouvrage de prise et de vidange	13 782 540	2.1
Evacuateur de crue	387 141 510	60.25
Dispositif d'auscultation	11 700 000	1.82
Total des travaux de réhabilitation	603 103 050	93.85
Mise en œuvre du PGES	39 500 000	6.15
Total général	642 603 050	100

## **CONCLUSION ET RECOMMANDATION**

Les études techniques pour la réhabilitation du barrage de Anékar s'inscrivent dans la bonne politique d'assurer la sécurité alimentaire, la réduction de la pauvreté en milieu rural et la résilience climatique. La réalisation de la réhabilitation du barrage de Anékar permettra non seulement des stockés un volume important pour des divers activités socioéconomique du village de Anékar et ces alentours mais aussi d'assurer la sécurité du village contre les inondations récurrentes. La réhabilitation du barrage consistera à réhabilité la digue et à augmenter la longueur de l'évacuateur des crues pour évacuer un débit important et assurer la sécurité de la digue. La capacité du barrage de Anékar est de **6 400 000 m<sup>3</sup>**, ce volume est suffisant pour assurer les besoins en eau du projet. Le cout de réhabilitation du barrage s'élève de **642 603 050 FCFA**.

Pour assurer une exploitation durable de la ressource en eau et garantir la durabilité des ouvrages plusieurs recommandation peuvent être faites :

- ✚ Mettre en place un comité de suivi et entretien régulière du barrage
- ✚ Sensibiliser les populations sur l'exploitation adéquate de la retenue d'eau et du périmètre irrigué pour éviter envasement et la pollution de l'eau.
- ✚ Mettre en place un bureau de contrôle pour s'assurer le respect des normes des matériels et matériaux utilisés lors de la réhabilitation du barrage.
- ✚ Une étude d'impact environnementale et sociale approfondi pour ressortir les impacts négatifs et positifs du projet afin de bien mettre un plan de gestion environnement adéquate.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- [1] « Plan communal de développement de la commune de Affala, Horizon 2009-2013 ».
- [2] APD « Rapport général, juin 2016 ».
- [3] Harouna KARAMBIRI « PREDERMINATION DES DEBITS ET APPORTS 2ie ».
- [4] H. KARAMBIRI « Cours d'hydrologie 2ie. » 2008.
- [5] FAO, « Crues et apports : Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche ». 1996.
- [6] Ismaïla GUEYE « Cours de barrage 2ie »2014-2015
- [8] J. M. DURAND et P. ROYET, « Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. » 1999.
- [10] Baba. OUEDRAOGO, « Etudes techniques pour la réhabilitation du Barrage de Boussouma, dans la commune de Boussouma, Région du centre Nord, Burkina Faso »,2020
- [11] A. KEÏTA, « Irrigation Gravitaire », 2011.
- [12] G. ADEOSSI, « L'étude d'impact environnementale et sociale ». 2018.

## ANNEXE

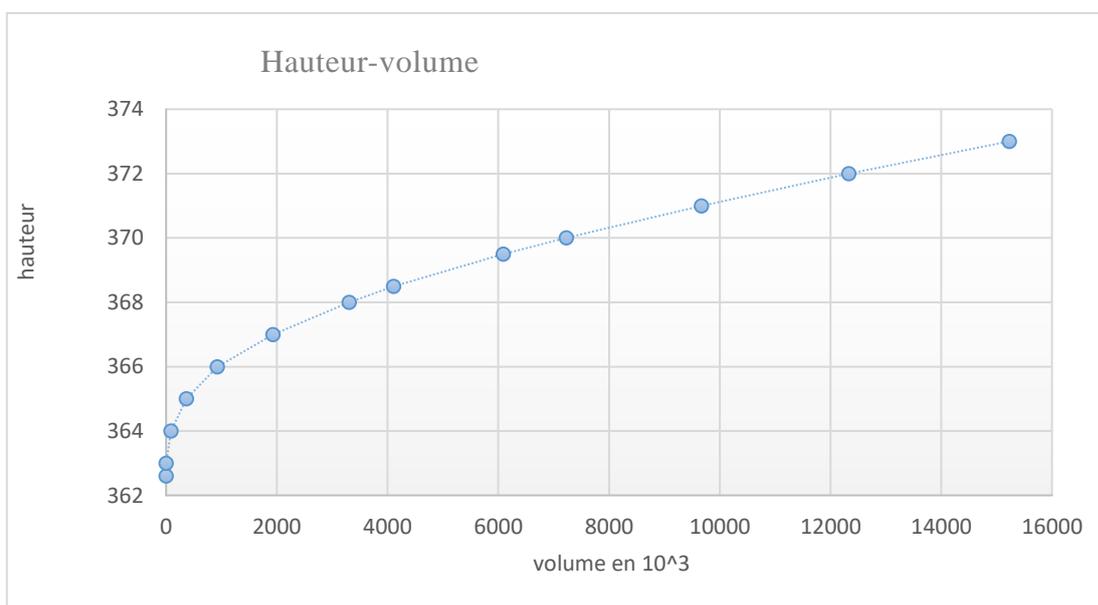
### Annexe I : Etude topographique

A partir des données topographiques, les surfaces et volumes ont été calés à la cote **369,5m PEN** et **370,7 m PHE**. Les données et les résultats sont regroupées dans le tableau suivant :

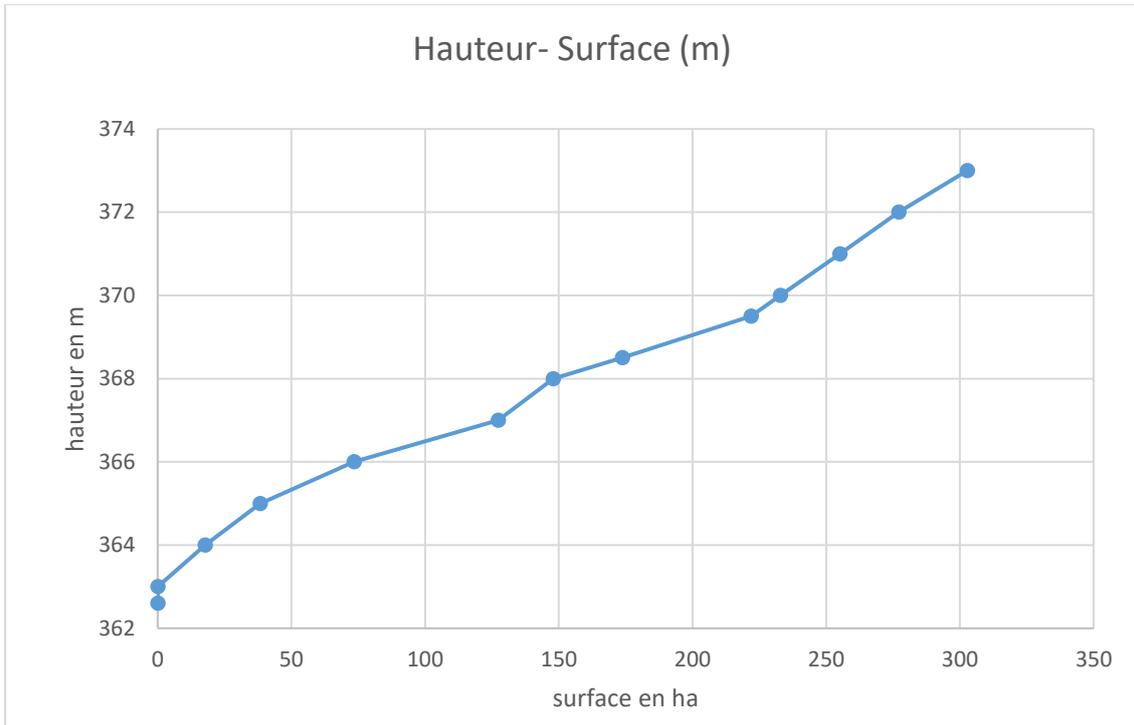
- Données courbe hauteur-volume-surface

Hauteur (m)	Surface du plan d'eau (ha)	Volume (m3)
362,6	0	0
363	0,07	0,14
364	17,7023	89,002
365	38,3319	369,173
366	73,4738	928,201
367	127,2905	1932,023
368	147,89	3307,925
368,5	173,7508	4112,027
369,5	221,8687	6090,125
370	232,8842	7227,007
371	255,1417	9667,136
372	277,1469	12328,579
373	302,7711	15228,169

📊 **Courbe hauteur-volume.**



 Courbe hauteur-surface



➤ **Caractéristiques initiales du barrage**

<b>Caractéristiques de barrage</b>	
Capacité de la retenue	6 000 000 m <sup>3</sup>
Cote de la retenue normale	369,5 m
Niveau de plus hautes eaux	371 m
Revanche	1, 5 m
Cote de crête	372,5 m
Hauteur de la digue	9, 7 m
Hauteur à la retenue normale	6 ,7 m
Largeur de la digue à la base	58 m
Largeur de la crête	5 m
Longueur de la crête	693 m
Pente de talus amont	1/3
Pente de talus aval	1/2,5
Epaisseur de l'enrochement	0,4 m
Epaisseur de couche graveleuse latérique à l'aval	0,2 m
Volume de la digue	120 000 m <sup>3</sup>
Volume de la clé d'encrage	20 000 m <sup>3</sup>

➤ **Etudes géotechniques**

Plusieurs études géotechniques ont été réalisé par un bureau d'étude (ingénierie géotechnique et travaux public) sur l'axe du barrage, zone d'emprunte.

 **Axe du barrage**

Les puits exécutés au niveau de la cuvette alluviale ont reconnu, sous une couverture de terre végétale argilo-sableuse d'une épaisseur variable (de quelques décimètres à 1.5 m environ selon les endroits), globalement une lithologie argilo-silteuse légèrement sableuse devenant de plus en plus marquée par la présence d'argiles noirâtres en s'approchant du lit mineur et de plus en plus limoneuse rougeâtre en s'approchant des rives.

 **Zone d'emprunte**

Les trois puits exécutés : deux en amont et un en aval, ont tous reconnu un terrain argilo sableux en surface. la classification GTR de ce matériau est de A2 selon d'essai au laboratoire.

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Après considération des études géotechniques plusieurs paramètres interviennent sur le choix du barrage.

Le matériau disponible en quantité sur le site est du sol argilo-sableux (classification GTR de ce matériau est de A2) en surface et limono-argileux à une faible profondeur. De ce fait ce matériau qui sera utilisé pour assurer la fonction d'étanchéité et de stabilité de la digue en terre homogène compactée. La structure du barrage doit remplir les deux fonctions principales suivantes :

Une fonction poids qui exige que les caractéristiques mécaniques des matériaux compactés permettent d'assurer la stabilité de l'ouvrage,

NB : Les matériaux nécessaires pour les travaux ont été identifiés non loin de la zone du projet

**ANNEXE II : Etude pluviométrique**

**Les données des pluies mensuelles et annuelles de station de Tahoua**

Année	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août.	Sep.	Oct.	No v.	Dé c.	Total
1922	0	0	0	0	8.5	23.9	93.5	189.2	46.1	7.4	0	0	368.6
1923	0	0	0	1.5	3	41.5	200.3	147.4	24.5	0	0	0	418.2
1924	0	0	0	3.5	4.1	57.8	80.6	139.4	56.8	1.2	0	0	343.4
1925	0	0	0	0	9	31.6	141.9	39.5	13	35.5	0	0	270.5
1926	0	0	0	0	18.5	56	109	44	0	0	0	0	227.5
1927	0	0	0	34.5	29	57	46	214.5	40.5	2.5	0	0	424
1928	0	0	0	0.5	24.5	47.2	50.3	124	45.5	16	0	0	308
1929	0	0	0	0	14	92.6	75.8	102.6	63	0.9	0	0	348.9
1930	0	0	0	4	27.6	47.7	144.7	108	19.5	1.1	0	0	352.6
1931	0	0	0	0	2.6	50.6	86.8	141.5	52.5	3.5	0	0	337.5
1932	0	0	0	0	17.2	15	222	187.5	52.5	11	0	0	505.2
1933	0	0	0	0	84	86.5	81	145.5	58.5	0	0	0	455.5
1934	0	0	0	0.5	9.5	48.5	85.5	145.5	45.5	0.5	0	0	335.5
1935	0	0	3	0	0.3	91.8	93	137.5	31.5	29	0	0	386.1
1936	0	0	0	15.5	29.8	75.1	137.6	307.9	45.2	0	0	0	611.1
1937	0	0	0	0	7.6	10	73.5	171.5	89.8	0	0	0	352.4
1938	0	0	0	0	5.1	21.6	77.1	76	48.4	0	0	0	228.2
1939	0	0	0	1.8	25	62	77.5	84.8	58	54.6	0	0	363.7

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

1940	0	0	0	8	0	15	148.9	83.7	39.6	79	0	0	374.2
1941	0	0	0	0	33.9	45.1	124.3	73.8	33.3	0	0	0	310.4
1942	0	0	0	0	15.7	7.8	84.8	51.2	27.1	22	0	0	208.6
1944	0	0	0	0	0	31	33.6	168.8	56.2	14.7	0	0	304.3
1945	0	0	0	1.7	2	49.7	123.6	123.4	129. 7	4.2	0	0	434.3
1946	0	0	0	0	0.4	55.8	184.8	118.3	85.6	35.2	0	0	480.1
1947	0	0	0	0.5	0	50.6	45.3	235.8	95.9	10	0	0	438.1
1948	0	0	0	12.1	37.2	89.7	169.7	162.6	59.4	0	0	0	530.7
1949	0	0	0	1.8	0.5	20.1	86.2	118.3	53.3	0	0	0	280.2
1950	14.9	0	0	0	10	8.6	130.7	213.3	82.6	31.9	0.8	0	492.8
1951	0	0	1.1	0	33.3	39.9	55.6	140	66.5	17	0	0	353.4
1952	0	0	0	0	12.4	48.7	146	227	87.6	6.3	0	0	528
1953	0	0	3.8	0	56.2	101.8	90.5	162.8	46.1	0.5	0	0	461.7
1954	0	0.6	0	0	18.1	78.3	221.3	151.4	52.4	24	0	0	546.1
1955	0	0	0	4.3	2.9	77.5	113.2	94.1	130. 5	45.7	0	0	468.2
1956	0	0	0	0	0	15.5	97.8	193.6	84.3	5.5	0	0	396.7
1957	0	0	0.3	1.7	49.3	29	98.8	104.3	88.5	15.7	0	0	387.6
1958	0	0	0	9.2	7.8	55.1	212.9	165	83.6	0	0	0	533.6
1959	0	0	0	5.8	34.1	5.4	140.1	215	77.4	0	0	0	477.8
1960	0	0	0	0	2.4	40	169.3	81.1	22.2	0	0	0	315
1961	0	0	0	0.4	14.2	44.7	131.7	326.3	64.3	0.4	0	0	582
1962	0	0	0	6.5	34.9	123.7	151.5	149.9	82.5	6.2	0	0	555.2
1963	0	0	0	1.2	6.9	46.7	91	118.2	39.3	39.3	0	0	342.6
1964	0	0	6.6	12.1	16.7	42.7	143.4	165.6	53.7	0	0	0	440.8
1965	0	0	0	0	18.9	136.4	102	142.6	75.4	2.6	0	0	477.9
1966	0	0	0	1.3	64.9	34.1	73.3	180.4	102. 4	7.4	0	0	463.8
1967	0	0	1	0.6	0.9	47.8	172.7	151.3	123. 6	0	0	0	497.9

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

1968	0	0	0	51.7	24.4	126.5	100	42.7	60	2.3	0	0	407.6
1969	0	0	0	0	3.9	46.5	120.6	93.2	30	22.8	0	0	317
1970	0	0	0	0	19	63.2	108.5	155.8	75.2	0	0	0	421.7
1971	0	0	0	0	1.2	3.5	135.6	81.8	45	0	0	0	267.1
1972	0	0	0	2.4	3.1	83.9	34.1	108.4	28.4	6.8	0	0	267.1
1973	0	0	0	0	8.9	4.9	91	116.9	23.2	0	0	0	244.9
1974	0	0	0	0	31.5	42.1	131.2	175.3	37.7	3.4	0	0	421.2
1975	0	0	0	0.2	6.2	66	115	174.7	59	0	0	0	421.1
1976	0	0	0	0	22.8	57.1	88.9	73.7	72.7	76.5	0	0	391.7
1977	0	0	0.3	0	3.8	34.4	128.1	137.9	55.8	0	0	0	360.3
1978	0	0	16. 9	25.9	43.8	56.5	262.4	100.2	57.6	2.4	0	0	565.7
1979	0	0	0	0	6.8	143.4	70.5	46	24.7	0	0	0	291.4
1980	0	0	0	1	11.2	94.5	96.2	80.4	30.1	0	0	0	313.4
1981	0	0	0	6.4	36.3	49.3	53.2	140.4	64.7	0	0	0	350.3
1982	0	0	0	0	1.8	29.3	32.5	115.6	26.1	0.7	0	0	206
1983	0	0	0	0	0.4	28.3	32.6	129.5	43.6	1	0	0	235.4
1984	0	0	0	0	33.6	26.1	77.2	46.3	67.3	25.4	0	0	275.9
1985	0	0	0	0	0	32.6	53.7	80.9	53.2	0	0	0	220.4
1986	0	0	0	0	2	56.5	64.8	122.6	74.1	5	0	0	325
1987	0	0	0	0	25.2	31.1	70.2	115.2	30.3	0.1	0	0	272.1
1988	0	0	0	0	2.4	17.3	101.8	127.2	66.6	1	0	0	316.3
1989	0	0	0	0	7.3	32.7	25.9	239.7	61.3	0.1	0	0	367
1990	0	0	0	9.6	23	59.3	74.1	114.3	52.8	0	0	0	333.1
1991	0	0	0	0	114. 7	26.6	139.8	167.2	59.7	0.8	0	0	508.8
1992	0	0	0.1	0	16.2	48	75.5	142.9	51.5	6.6	0	0	340.8
1993	0	0	0	0.5	13.4	56.5	83.6	89.2	9.2	3.6	0	0	256
1994	0	0	0	0	15.2	51.7	152.9	274.8	87.2	53.9	0	0	635.7
1995	0	0	0	10.3	0.1	44.8	93.7	137.6	57.3	1.2	0	0	345
1996	0	0	0	0	31.4	90	77.9	76.8	66.9	4.6	0	0	347.6

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

1997	0	0	0	0	8.1	90.3	62	100.4	35.8	7.4	0	0	304
1998	0	0	0	0	15.9	76.8	141.9	130.4	115.2	0	0	0	480.2
1999	0	0	0	0.6	29.6	9.9	96.1	305.1	48.7	0.3	0	0	490.3
2000	0	0	0	0	27.3	80.6	127.5	51.9	29.1	6.3	0	0	322.7
2001	0	0	0	0	4	45.4	109.9	143.9	74.1	0	0	0	377.3
2002	0	0	0	0	7.1	57.7	130.4	67	83.7	55.1	0	0	401
2003	0	0	0	0.2	1.9	70.8	98.7	112	87.7	7.8	0	0	379.1
2004	0	0	0	0	14.4	26.9	71.1	85.3	7.8	0	0	0	205.5
2005	0	0	0	0	24.5	46.8	143.8	173.6	26.5	24.1	0	0	439.3
2006	0	0	0	0	30.5	15.8	98.7	108.4	47.4	28.3	0	0	329.1
2007	0	0	0	0	21.4	40.9	72.1	175.8	47.2	0	0	0	357.4
2008	0	0	0	0	38.3	48.4	108.6	149.9	108.4	0	0	0	453.6
2009	0	0	0	0	17.2	45.5	68.3	144.5	84.6	6.9	0	0	367
2010	0	0	0	0.1	14	77.6	56.4	115.7	80.7	14.3	0	0	358.8
2011	0	5.8	0	0	13.2	88.6	53.1	63	38.1	0	0	0	261.8
2012	0	0	0	14.4	1.9	61.6	55	111.5	106.7	9.2	0	0	360.3
2013	0	0	0	0.7	11.8	1.2	47	126.4	51.1	6.8	0	0	245
2014	0	1.5	0	0	1.1	43.8	111.5	106.5	104.3	24	0	0	392.7

**Source : Direction de la météorologie national**

**Les données des pluies journalières maximales de station de Tahoua**

Tahoua			
	Pjmax (mm)	Année	Pjmax (mm)
1980	42.4	1998	51.5
1981	48.6	1999	100.1
1982	28	2000	45.9
1983	39.4	2001	54.6
1984	33.9	2002	30.5

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

1985	35.5	2003	42.6
1986	28.8	2004	28.5
1987	38	2005	65.2
1988	41.6	2006	37
1989	37.1	2007	47.7
1990	30.8	2008	44.7
1991	50.1	2009	51.1
1992	38	2010	42.2
1993	27.6	2011	27.4
1994	76.8	2012	40.2
1995	34.5	2013	31.9
1996	27.9	2014	45.4
1997	38.9		

Source : Direction de la météorologie national

✚ Les données des pluies journalieres maxumales de station de Tahoua

Mois	jan	Fev	Mars	Av	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	OCT	Nov	Dec
<b>Pmoy(30ans)</b>	0.0	0.0	0.0	0.9	19.2	47.1	86.5	132.8	58.3	8.5	0.0	0.0
<b>Tmax ((°C)</b>	30.5	33.7	38	40.8	40.8	38.7	35.3	34	36.3	37.9	35.2	31.4
<b>Tmin ((°C)</b>	15.2	18	22.5	26.1	27.7	26.6	24.7	23.6	24.5	23.8	19.7	16.2
<b>Vent(m/s)</b>	3.7	3.7	3.3	3	3.1	3.3	3.5	2.9	2.5	2.5	3.1	3.4
<b>Evapo(mm)</b>	430	467	553	546	492	416	361	293	294	417	431	413
<b>Etp(mm)</b>	178.2	191.8	210.3	229	244.4	216.7	208.4	201.5	191.7	202.8	188.8	171.6

Source : Direction de la météorologie national

✚ Resultats de l'ajustement de pluie annuelle de station de Tahoua

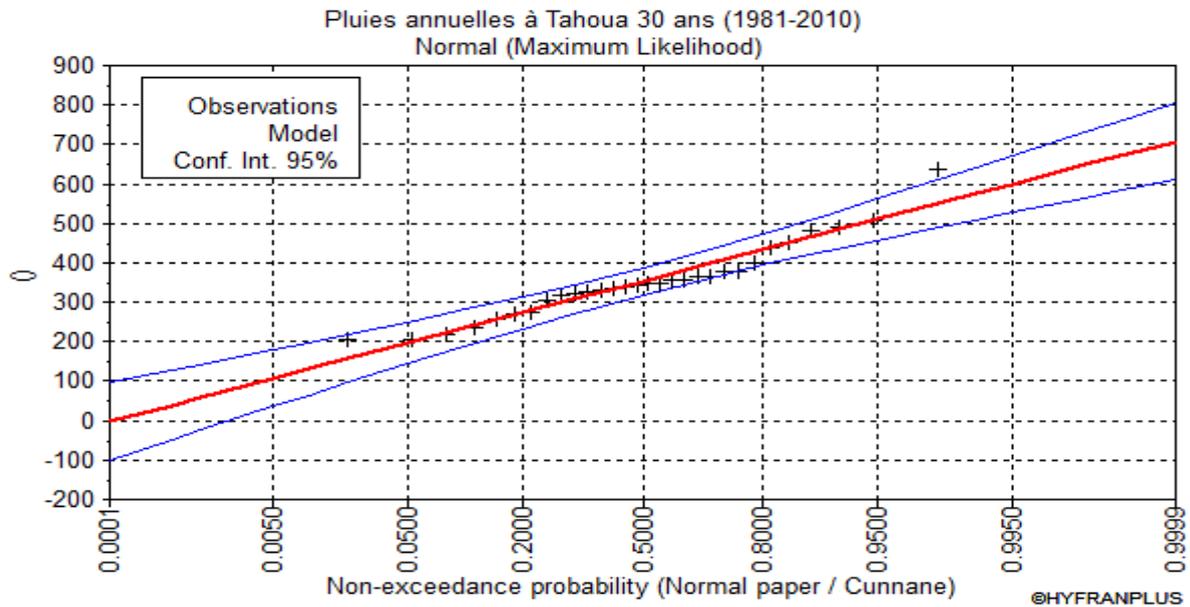
Pluies annuelles Station de Tahoua 30 ans ( 1981-2010)				
T = 1/(1-q)	q = F(x) : probabilité de non depassement	Valeur en mm	Intervalle de confiance (95%)	
100	0.9900	575	508	641
50	0.9800	549	488	610

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

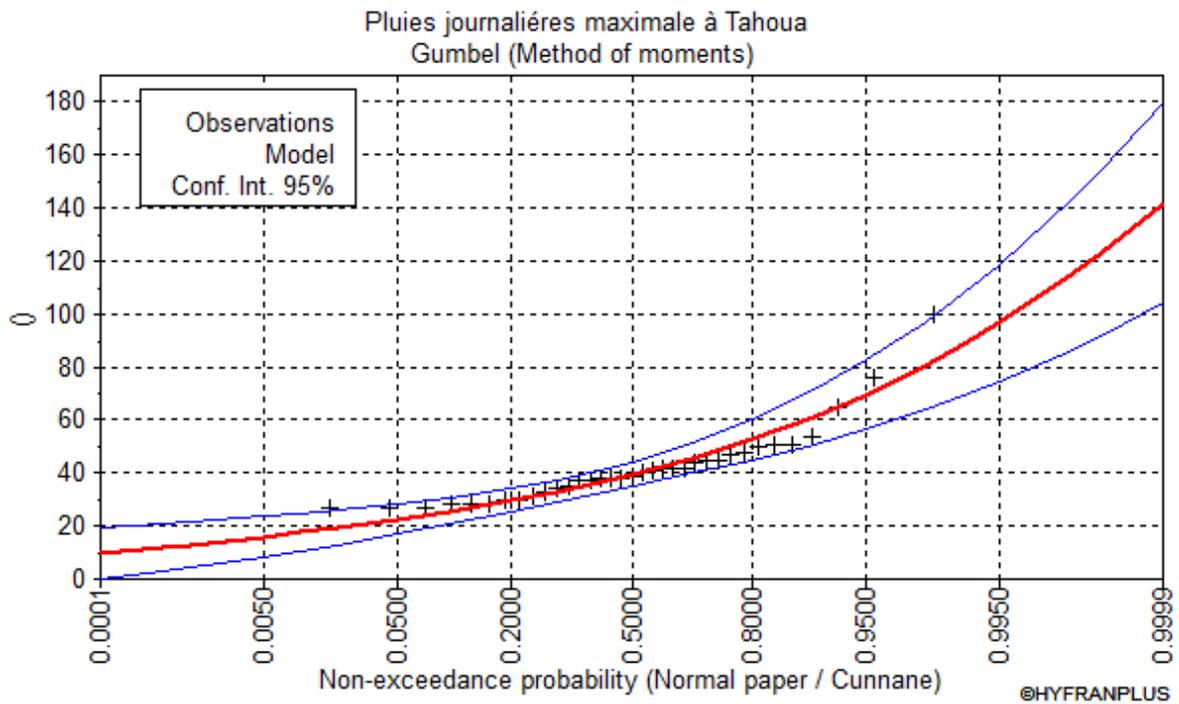
20	0.9500	510	457	563
10	0.9000	475	429	522
5	0.8000	433	393	473
3.0	0.6667	394	358	430
2.0	0.5000	353	319	387
1.4286	0.3000	303	267	340
1.2500	0.2000	273	233	313
1.1111	0.1000	231	184	277
1.0526	0.0500	196	143	249
1.0204	0.0200	157	96.2	218
1.0101	0.0100	131	64.6	198
<b>Mu = 353.03 et sigma = 95.37</b>				

**✚ Resultats de l'ajustement de pluies maximal journalieres de station de Tahoua**

<b>Pluies maximal journalieres Station de Tahoua 30 ans ( 1980-2014)</b>				
<b>T = 1/(1-q)</b>	<b>q = F(x) : probabilité de non depassement</b>	<b>Valeur en mm</b>	<b>Intervalle de confidance (95%)</b>	
100.0	0.9900	88.5	69.2	108
50.0	0.9800	80.4	63.8	96.9
20.0	0.9500	69.6	56.7	82.6
10.0	0.9000	61.3	51.0	71.6
5.0	0.8000	52.6	45.0	60.2
3.0	0.6667	45.7	40.0	51.4
2.0	0.5000	39.5	35.0	44.0
1.4286	0.3000	33.1	29.0	37.3
1.2500	0.2000	29.8	25.4	34.2
1.1111	0.1000	25.6	20.5	30.7
1.0526	0.0500	22.6	16.8	28.4
1.0204	0.0200	19.5	12.9	26.1
1.0101	0.0100	17.6	10.5	24.7
<b>U = 35.27 et alpha = 11.56</b>				



**Figure :** Ajustement des pluies annuelles de Station de Tahoua



**Figure :** Ajustement des pluie maximales journalières à Tahoua

**+** Répartition de la pluie annuelle

Puie	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
Pm	-	-	0	0.92	19.5	47.1	86.5	132.8	58.3	8.48	-	-	353.3

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

P%	-	-	0	0.26	5.44	13.3	24.5	37.6	16.5	2.4	-	-	100
----	---	---	---	------	------	------	------	------	------	-----	---	---	-----

 **Tableau de calcul des indices des pluies standardisés**

<b>Année</b>	<b>Pluies annuelles</b>	<b>Indice des pluies standardisées</b>
1981	350.3	-0.04
1982	206	-2.16
1983	235.4	-1.73
1984	275.9	-1.14
1985	220.4	-1.95
1986	325	-0.42
1987	272.1	-1.19
1988	316.3	-0.54
1989	367	0.20
1990	333.1	-0.30
1991	508.8	2.28
1992	340.8	-0.18
1993	256	-1.43
1994	635.7	4.14
1995	345	-0.12
1996	347.6	-0.08
1997	304	-0.72
1998	480.2	1.86
1999	490.3	2.01
2000	322.7	-0.45
2001	377.3	0.35
2002	401	0.70
2003	379.1	0.38
2004	205.5	-2.17
2005	439.3	1.26
2006	329.1	-0.36
2007	357.4	0.06

2008	453.6	1.47
2009	367	0.20
2010	358.8	0.08

### Annexe III : Etudes hydrologiques

#### 3.1. Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant

##### Superficie et le périmètre du bassin versant

- Superficie du bassin versant : **S = 826,12 km<sup>2</sup>**
- Périmètre du bassin versant : **P = 168,42 km<sup>2</sup>**

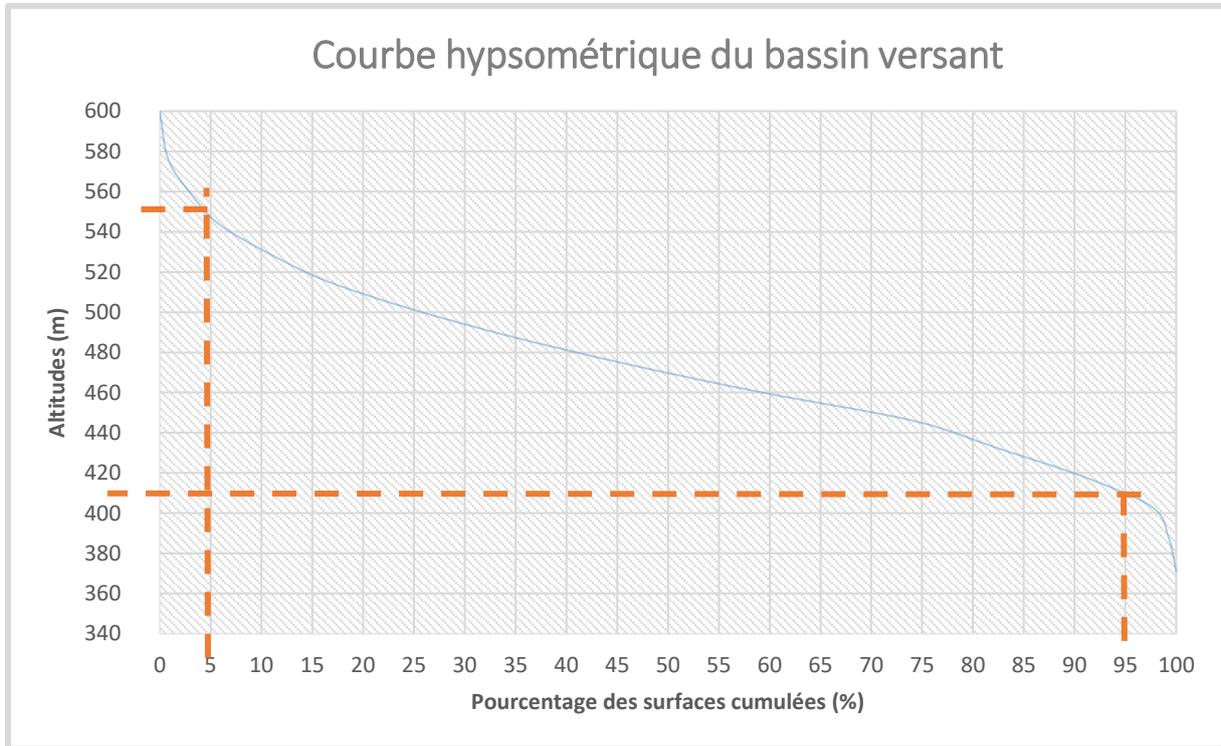
Selon la classification des bassins versant en fonction des leurs tailles, le bassin de Anekar est **classé parmi le grand le bassin versant** (Grand bassin versant  $200 \leq S \leq 2000 \text{ Km}^2$ )

##### Hypsométrie du bassin versant

La courbe hypsométrie explique la répartition de la superficie du bassin versant en fonction de l'altitude. La plus haute altitude enregistrée dans le bassin versant est de 600 m et la plus basse altitude est 340 m. cette courbe nous a permis aussi de déterminer les autres altitudes en projetant sur la courbe de 5% et 95 % en abscisse, on obtient respectivement 547 m et 412 m.

<b>Données d'entrée de la courbe hypsométrique</b>		
<b>Altitudes (m)</b>	<b>Surfaces cumulées (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Pourcentage des surfaces cumulées (%)</b>
371	-	100.00
388	13.29	99.25
403	68.46	97.64
418	137.34	90.96
432	207.53	82.62
446	329.98	74.12
460	438.74	59.30
474	534.96	46.13
488	617.88	34.48
502	686.31	24.44
516	733.55	16.16
530	772.24	10.44
544	794.67	5.76
559	812.90	3.04

576	819.76	0.83
600	826.07	-



**Figure : courbe hypsométrique du bassin versant**

A partir de courbe hypsométrique du bassin versant, les altitudes caractéristiques sont déterminées.

Les altitudes du bassin versant	
Altitude maximal (m)	600
Altitude minimal (m)	371
Altitude à 5% (m)	547
Altitude à 95 % (m)	412

**✚ Indice de compacité de Gravelus:**

Appelé également coefficient de forme, il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie. Il est calculé par la formule suivante :

$$KG = 0,282 * \frac{P}{\sqrt{S}} = 0,282 * \frac{168,42}{\sqrt{826,12}} = 1,65 \quad \boxed{KG = 1,65}$$

KG = 1,65 > 1,3 alors le bassin versant est de forme allongée

**✚ Rectangle équivalent :**

C'est le rectangle ayant la même surface et le même périmètre que le bassin versant. Sa longueur est obtenue par l'expression suivant :

$$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4} = \frac{168,42 + \sqrt{168,42^2 - 16 \cdot 826,12}}{4} = 72,87$$

$$L_{eq} = 72,87 \text{ km}$$

**✚ Densité de drainage :**

Elle est définie comme le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la surface du bassin versant. Elle est obtenue par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_t}{S} = \frac{1860,84}{826,12} = 2,25$$

$$D_d = 2,25 \text{ km/km}^2$$

**✚ Pente longitudinale moyenne**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}} = \frac{547-412}{\sqrt{826,12}} = 7,97$$

$$I_{moy} = 7,97 \%$$

**✚ Indice global de pente :**

Il caractérise le relief du bassin versant,

$$I_g = \frac{\Delta H}{L_{eq}} = \frac{H_{5\%} - H_{90\%}}{L_{eq}} = \frac{547-412}{72,87} = 1,85$$

$$I_g = 1,85 \text{ (m/km)}$$

Lorsque les pentes transversales du bassin versant sont peu différentes de  $I_g$  (différence de moins de 20%), ce dernier représente assez bien la pente du bassin. Dans le cas contraire, on calcul un indice de pente global corrigé ( $I_{gcor}$ ) (5)

**✚ Pente transversale**

IT est déterminé en faisant la moyenne de six pentes transversales calculées en prenant la ligne de plus grande pente de bassin versant. Il est exprimé en m/km.

Pente transversale	Valeurs
Pente transversale IT1	19,9
Pente transversale IT2	5,63
Pente transversale IT3	7,98
Pente transversale IT4	4,96
Pente transversale IT5	7,17
Pente transversale IT6	9,28
Moyenne de IT (%)	9,15

IT a été comparé à la pente longitudinale  $I_g$  pour s'assurer d'une éventuelle correction de l'indice global de pente  $I_{gcor}$ .

**✚ Indice de pente corrigé  $I_{gcor}$  :**

$$I_{gcor} = 3,31\%$$

$$I_{gcor} = \frac{(n-1) * I_g + I_t}{n} = \frac{(5-1) * 1,85 + 9,15}{5} = 3,31$$

Avec  $n=5$  pour  $50 \text{ km} < L_{eq}$

**✚ Dénivelé spécifique :**

C'est le produit de l'indice de pente global **I<sub>g</sub>** par la racine carrée de la superficie du bassin (**S**). On distingue des différentes classes de relief en fonction de **D<sub>s</sub>**.

$$D_s = I_g \sqrt{S} = 3,31 \sqrt{826,12} = 95,22 \quad \boxed{DS = 95,22 \text{ m}}$$

**D<sub>S</sub>** est comprise entre  $50 < D_S < 100$  d'après la classification des relief selon ORSTOM, le relief du bassin versant est un **relief modéré**

**✚ Pente longitudinale I :**

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

$$I = \frac{0,026}{S^{0,5}} = \frac{0,026}{826,12^{0,5}} = 0,90 \quad \boxed{I = 0,9 \text{ 0/00}}$$

**❖ Classe d'infiltrabilité du bassin**

En se référant à la nature du substratum du bassin qui est composée de roche imperméable d'une part (Granite, Argile,) et de sols perméables d'autre part (Sable), on peut classer le bassin versant dans la classe d'infiltration P3 ou **RI qui désigne un bassin versant relativement imperméable, suivant la classification de l'ORSTOM [5].**

**Nous retenons que le bassin versant de Anekar est de classe RI.**

**✚ Prédétermination de la crue de projet**

**✚** Le coefficient d'abattement **A**

$$A = 1 - \left[ \frac{161 - 0,042 \times \overline{P_{an}}}{1000} \times \log S \right] = 1 - \left[ \frac{161 - 0,042 \times 353}{1000} \times \log_{(826,12)} \right] = 0,57 \quad \boxed{A = 0,57}$$

**✚ Coefficient de ruissellement décennal**

L'estimation du coefficient de ruissellement **K<sub>r10</sub>** est faite par interpolation linéaire entre les valeurs **K<sub>r70</sub>** et **K<sub>r100</sub>**. Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide de courbes empiriques ou à partir de formule analytique de forme générale

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

Ces formules ne s'appliquent toutefois qu'à des bassins dont la superficie est supérieure à 10 km<sup>2</sup> (5).

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

**TABLEAU 1**

**Paramètres de l'équation de détermination de  $Kr_{70}$  pour la zone sahélienne en fonction de l'indice de pente et de la classe d'infiltrabilité**

Caractéristiques		a	b	c
Infiltrabilité	Ig			
PI	15	3650	51	27
	7	2636	41	23
	3	2239	39	22
I	15	1455	33	21
	7	1140	30	20
	3	825	25	19
RI	15	329	18,5	16,5
	7	239	17,7	14,5
	3	164	17	10,5
P	7	131	13,8	5
TP	7	35	5	1,5

L'interpolation a été faite en fonction des trois paramètres, infiltrabilité, **indice de pente corrigé et la pluie annuelle décennale.**

Le bassin de Anekar se trouve en région sahélien avec un indice de pente  $Ig_{cor}$  comprise entre 3 et 15m/km. Les tableaux suivants permettent de déterminer le coefficient de ruissellement **Kr70 et Kr100 puis par interpolation linéaire on détermine le Kr10**

<b>Paramètres de calcul du coefficient de ruissellement pour <math>Ig_{cor} = 3m/Km</math></b>						
<b>Ig</b>	<b>Kr70</b>			<b>Kr100</b>		
	a	B	c	a	b	c
<b>3</b>	164	17	10.5	250	20	12
<b>Paramètres de calcul du coefficient de ruissellement pour <math>Ig_{cor} = 7m/Km</math></b>						
<b>Ig</b>	<b>Kr70</b>			<b>Kr100</b>		
	a	B	c	a	b	c
<b>7</b>	239	17.7	14.5	300	20	15

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

On calcul d'abord un coefficient de ruissellement pour  $Ig_{cor} = 3$  et  $Ig_{co} = 7$  un **Kr70** et pour  $Ig_{cor} = 3$  et  $Ig_{co} = 7$  un **Kr100**.

Les résultats de calcul de coefficient de ruissellement décennale sont regroupés ci-dessous :

<b>Coefficients de ruissellement et temps de base pour I<sub>g</sub>cor = 3 et 7m/Km</b>			
<b>I<sub>g</sub></b>	<b>Kr70 (%)</b>	<b>Kr100 (%)</b>	<b>Kr10 (%)</b>
3	10.69	12.30	10.23
7	14.78	15.35	14.62
<b>Coefficients de ruissellement et temps de base pour I<sub>g</sub>corr = 3.31 m/Km</b>			
<b>I<sub>g</sub></b>	<b>Kr70 (%)</b>	<b>Kr100 (%)</b>	<b>Kr10 (%)</b>
3.31	11.01	12.53	15.86

On obtient un coefficient de ruissellement décennale **Kr10 est égal à 15.86 %**

#### **✚ Détermination de temps de base**

Exprimé en minutes, c'est le temps compris entre le début et la fin du ruissellement rapide. Pour l'obtenir, nous allons considérer deux intervalles de pentes (3 et 7) et faire une interpolation linéaire encadrant l'indice de pente du bassin versant étudié (3,31) et les temps de base correspondant.

<b>Temps de base décennale</b>			
<b>I<sub>g</sub></b>	<b>Formule</b>	<b>Valeurs</b>	<b>Unité</b>
3	$Tb_{10} = 250 * S^{0,35} + 300$	2923.65	mn
7	$Tb_{10} = 126 * S^{0,35} + 100$	1422.32	mn
Par interpolation avec I <sub>g</sub> cor = 3.31 ona			
3.31		1539.69	mn

Après une interpolation linéaire on obtient une valeur de temps de base de **1539.69 mn**

#### **✚ Temps de monté T<sub>m</sub>10**

<b>Temps de monté décennale</b>			
<b>I<sub>g</sub></b>	<b>Formule</b>	<b>Valeurs</b>	<b>Unité</b>
3	$100 * S^{0,35} + 75$	1124.46	mn
7	$32 * S^{0,35} + 23$	358.83	mn
Par interpolation avec I <sub>g</sub> cor = 3.31 ona			
3.31		418.69	mn

Après une interpolation linéaire on obtient une valeur de temps de base de **418.69 mn**

**Tableau :** Récapitulatif des paramètres de calculs de crue décennale

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

<b>CALCUL DES DEBITS DE CRUES</b>		
<b>Pluviométrie moyenne et coefficient d'abattement</b>		
Designation	Symbole /Unité	Valeurs
Coefficient d'abattement A	A	0,57
Pluviométrie journalière max pour période de retour de 10 ans P10 (mm)		61,3
Pluie moyenne décennale	<b>Pm10 (mm)</b>	35,16
<b>Coefficients de ruissellement Kr10</b>		
Coefficient de ruissellement pour P = 70 mm	Kr70 (%)	11.01
Coefficient de ruissellement pour P = 100 mm	Kr100 (%)	12.53
Par interpolation on aura le Coefficient de ruissellement Kr10 (%)		15,86
<b>Temps de base Tb10</b>		
Igcor = 3 m/km	Igcor (m/km)	2923,65
Igcor = 7m/km	Igcor (m/km)	1422,32
Par interpolation linéaire on aura le temps de base Tb10 (min)		1539,69
<b>Temps de montée Tm10</b>		
Igcor = 3 m/km	Igcor (m/km)	1124,46
Igcor = 7m/km	Igcor (m/km)	358,83
Par interpolation linéaire on a temps de montée Tm10 (min)		418,69
<b>Coefficient de pointe α10</b>		
Coefficient de pointe α10	2.6	2.6

**✚ Détermination de crue décennale par la méthode de ORSTOM**

Le débit de crue décennale par la méthode de ORSTOM est déterminé par des relations suivant:

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

<b>Crue décennale par la méthode de ORSTOM</b>		
La lame d'eau ruisselée décennale Lr10 (mm)	Lr10 = Kr10 * Pm10	5.58
Le volume ruisselé décennal Vr10 (m³)	Vr10 = S * Lr10	4 606,972.87
Débit moyen de ruissellement Qmr10 (m³/s)	Qm10 = Vr10 /	49.87

	Tb10	
Le débit maximum de ruissellement Qr10 (m <sup>3</sup> /s)		
infiltrabilité	I	1,03
Le volume total de crue	Vc10 = (Qmr10 + Vret10) *Tb10	4 966 316.75
Débit de projet décennal Q10 (m <sup>3</sup> /s)		133.55

**Tableau** : récapitulative de résultats de calcul de débit de crue décennale par la méthode de ORSTOM.

<b>METHODE DE ORSTOM</b>		
Désignation	Symbole/unite	Valeurs
<b>METHODE ORSTOM</b>		
La lame d'eau ruisselée décennale Lr10 (mm)	Lr10	5,58
Le volume ruisselé décennal Vr10 (m <sup>3</sup> )	Vr10	4 606 972, 87
Débit moyen de ruissellement Qmr10 (m <sup>3</sup> /s)	Qm10	49,87
Le débit maximum de ruissellement Qr10 (m <sup>3</sup> /s)	Qr10	129.66
Le volume d'écoulement retardé en m <sup>3</sup>	Vret10	3.89
Coefficient de correction (m)	I	1.03
Le volume total de crue	Vc10	4966316,75
Facteur de réduction correspondant à Ic=1,65 3a1e	Ic=1,65 3a1e	40.00
Débit de projet décennal Q10 (m <sup>3</sup> /s)		<b>133.55</b>

#### ✚ Détermination de crue décennale par la méthode de CIEH

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

La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de pointe Q10 est basé sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a * S^s * \bar{P}_{an}^p * I_g^i * K_{r10}^k * D_d^d$$

Nous utiliserons des formules de régressions pour la zone du Niger en fonction du découpage climatique voir le tableau (1).

**Tableau :** Paramètre de calcul de la crue décennale selon la méthode de CIEH

Equation	Coefficients			
N°	a	s	Ig	Kr10
11	0,41	0,524		0,982
12	0,095	0,643	0,406	1,038
18	0,0678	0,661	0,412	1,105
41	0,407	0,532		0,941
42	0,0912	0,643	0,399	1,019

$$E(11): Q_{10} = 0,41 * S^{(0,524)} * Kr_{10}^{(0,982)} = 0,41 * 0,524^{(0,524)} * 0,982^{(0,982)} = 208,93$$

$$E(11): Q_{10} = 208,93$$

**E(11): Q<sub>10</sub> = 208,93 m<sup>3</sup>/s**

$$E(12): Q_{10} = 0,095 * S^{(0,643)} * I_g^{(0,406)} * Kr_{10}^{(1,038)}$$

$$E(12): Q_{10} = 0,095 * 0,643^{(0,643)} * 0,406^{(0,406)} * 1,038^{(1,038)} = \mathbf{204,4 \text{ m}^3/\text{s}}$$

**E(12): Q<sub>10</sub> = 204,4 m<sup>3</sup>/s**

$$E(18) Q_{10} = 0,0678 * S^{(0,661)} * I_g^{(0,412)} * Kr_{10}^{(1,105)}$$

$$E(18) Q_{10} = 0,0678 * 0,661^{(0,661)} * 0,412^{(0,412)} * 1,105^{(1,105)} = \mathbf{195,41 \text{ m}^3/\text{s}}$$

**E(18): Q<sub>10</sub>=199,55 m<sup>3</sup>//s**

$$E(41) Q_{10} = 0,407 * S^{(0,532)} * Kr_{10}^{(0,941)} = 0,407 * 0,532^{(0,532)} * 0,941^{(0,941)}$$

$$E(41) Q_{10} = \mathbf{195,41 \text{ m}^3/\text{s}}$$

**E(41): Q<sub>10</sub>=195,41 m<sup>3</sup>//s**

$$E(42) Q_{10} = 0,0912 * S^{(0,643)} * I_g^{(0,399)} * Kr_{10}^{(1,019)}$$

$$E(42) Q_{10} = 0,0912 * 0,643^{(0,643)} * 0,399^{(0,399)} * 1,019^{(1,019)} = \mathbf{184,63 \text{ m}^3/\text{s}}$$

**E(41): Q<sub>10</sub>=184,63 m<sup>3</sup>//s**

Après les calculs des différentes équations, nous retiendrons la moyenne des équations.

Cette valeur moyenne sera réduite de 30 % pour le cas d'Anekar suivant les indications de la check-list.

Le débit de crue décennale retenu par la méthode de **CIEH est 139,01 m3/s**

**NB :** Nous retiendrons la valeur la plus forte pour le calcul du débit de la crue de projet. Il s'agit de valeur de la méthode de CIEH

**✚ Détermination de la crue du projet :**

$$Q_{100} = C * Q_{10}$$

Le coefficient C est fonction des précipitations de même temps de retour pour un temps de base caractéristique du bassin versant. On arrive ainsi à l'expression :

$$C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}} = 1 + \frac{88.5 - 61.3}{61.3} * \frac{\left(\frac{418.69}{24 * 60}\right)^{0,12}}{0,158} = 3,82 \quad \boxed{C_{100} = 2,3}$$

$$Q_{100} = C * Q_{10} = 2,3 * 139,01 = 319,72 \text{ m3/s}$$

$$\boxed{Q_{100} = 319,72 \text{ m3/s}}$$

**Tableau :** récapitulative de résultats de calcul de débit de crue décennale par la méthode de CIEH.

CIEH		
designation	Formule	Valeurs
Equation 11	E(10): $Q_{10} = 0,41 * S^{(0,524)} * Kr_{10}^{(0,982)}$	208.93
Equation 12	E(12): $Q_{10} = 0,095 * S^{(0,643)} * Ig^{(0,406)} * Kr_{10}^{(1,038)}$	204.40
Equation 18	$Q_{10} = 0,0678 * S^{(0,661)} * Ig^{(0,412)} * Kr_{10}^{(1,105)}$	199.55
Equation 41	$Q_{10} = 0,407 * S^{(0,532)} * Kr_{10}^{(0,941)}$	195.41
Equation 42	$Q_{10} = 0,0912 * S^{(0,643)} * Ig^{(0,399)} * Kr_{10}^{(1,019)}$	184.63
moyenne		198.59
Cette valeur moyenne sera réduite de 30 % pour le cas d'Anekar suivant les indications de la check-list		<b>30.00</b>
Débit de crue décennal avec la méthode CIEH		<b>139.01</b>

**✚ Hydrogramme de crue**

$$\frac{Q}{Q_{max}} = \frac{2}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10 - \alpha_{10}} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}} = \frac{2}{2,6} * \frac{1539.69 - 2,6 * 418.69}{1539.69 - 2 * 418.69} = 0,49$$

$$\frac{Q}{Q_{max}} = 0,49$$

$$\boxed{\frac{Q}{Q_{max}} = 0,49}$$

$$Q = 0,49 * Q_{max} = 0,49 * 319,72 = 157,97 \text{ m}^3/\text{s}^2$$

$$Q = 157,97 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Les valeurs d'entre pour tracer le diagramme de crue sont dans le tableau suivant :

X	Y
Temps (min)	Débit (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00
418.69	319.72
630.5	157.97
1539.69	0

✚ **Crue de rupture :**

$$Q_r = 2 * l * (a+0,2)^{1,5} + 0,15 * L_a = 2 * 130 * (3+0,2)^{1,5} + 0,15 * 693 = 1076,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_r = 1076,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_r = 1076,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec l : longueur du déversoir

L<sub>a</sub> : longueur de la digue ;

a : revanche total

**NB :** Le débit de rupture est environ trois fois le débit du projet

#### ANNEXE IV : Conception et dimensionnement du barrage

✚ **Etude de la digue**

✚ **Hauteur de la digue**

La hauteur de la digue est égale à la hauteur du plan d'eau normale (PEN) de la retenue, majorée de la charge maximale au-dessus de seuil du déversoir de crue (h) et de la revanche R.

$$H_d = \text{PEN} + h + R$$

$$H_d = 6,9 + 1,2 + 1,5 = 9,6 \text{ m}$$

$$H_d = 9,6 \text{ m}$$

PEN : hauteur du plan d'eau normal (m)

H<sub>d</sub> : hauteur de la digue

h : charge au-dessus du déversoir

H : revanche (m)

Nous retiendrons une hauteur de **9,7 m**

✚ **Le niveau des plus hautes eaux**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue, majoré de la charge sur le déversoir de crue. Il est déterminé par la formule suivante

$$\text{PHE} = \text{PEN} + h = 6,9 + 1,2 = 8,1 \text{ m}$$

<b>PHE = 8,1 m</b>
--------------------

➤ **La revanche**

La revanche libre (R) est une tranche comprise entre le PHE et la Crête de la digue. Elle a pour fonction d'assurer une protection du barrage contre les effets des vagues. Leurs calculs tiennent compte de vitesse de la vague, la hauteur de la vague et du fetch, (longueur du plan d'eau exposée au vent). Elle est estimée par plusieurs auteurs :

<b>Formule de STEVENSON</b>		
Hauteur de vague hv (m)	$0,76 + 0,34 * \sqrt{f} - 0,26 * \sqrt[4]{f}$ $0,76 + 0,34 * \sqrt{3,8} - 0,26 * \sqrt[4]{3,8} = 1,18 \text{ m}$ <p align="center"><i>si f &lt; 18 km</i></p>	f : la longueur rectiligne du plan d'eau appelée fetch ( 3.8 km) .  hv : hauteur des vagues en m
Vitesse des vagues	$V = 1,5 + 2 * hv = 1,5 + 2 * 1,18 = 3,85 \text{ (m/s)}$	V : vitesse des vagues
Revanche	$R = A * h * \frac{V^2}{2g} = 0,75 * 1,18 * \frac{3,85^2}{2 * 9,81} = 1,62$ <p align="center"><b>m ,                      R = 1,62 m</b></p>	
<b>Formule de MALLET ET PACQUANT</b>		
Hauteur de vague hv (m)	$hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{f} = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{3,8}$ <p align="center"><b>hv = 1,15 m</b></p>	f : la longueur rectiligne du plan d'eau appelée fetch ( 3.8km) .  hv : hauteur des vagues en m
Vitesse des vagues	$V = 1,5 + 2 * hv = 1,5 + 2 * 1,15 = 2,27 \text{ m/s}$	V : vitesse des vagues
<b>La revanche est calculée par la formule suivante :</b>		
Revanche en (m)	$R = A * h * \frac{V^2}{2g} = 0,75 * 1,15 * \frac{2,27^2}{2 * 9,81}$ <p align="center"><b>R = 1,14 m</b></p>	R : la revanche de la digue A : coefficient de sécurité est égal à 0,75 g : accélérateur de

		pesentaire prise égale à 9,81 m/s <sup>2</sup>
--	--	---

Retenons une revanche de **1,5m**

$$R = 1,5m$$

➤ **La largeur en crête du barrage**

La largeur en crête d'une digue en terre doit être suffisante pour qu'il n'y a pas de circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement, quant la retenue soit pleine ; elle doit permettre également la circulation des engins pour l'entretien de l'ouvrage.

La largeur peut être évalué par les formules empiriques suivantes

<b>Formule de KNAPPEN</b>		
Largeur en crête de la digue	$L_c = 1,65 * \sqrt{Hd}$ $L_c = 1,65 * \sqrt{9,6} = 5,1m$	Hd : hauteur totale de la digue L <sub>c</sub> : Largeur en crête de la digue
<b>Formule de PREECE</b>		
Largeur en crête de la digue	$L_c = 1,1 * \sqrt{Hd} + 1$ $L_c = 1,1 * \sqrt{9,6} + 1 = 4,41 m$ $L_c = 4,41m$	Hd : hauteur totale de la digue L <sub>c</sub> : Largeur en crête de la digue

Retiendrons une largeur en crête de **5 m**

$$L_c = 5 m$$

➤ **Largeur de la fondation de la digue**

Elle est donnée par la formule suivante

$L_f = L_c + \left( \frac{1}{\tan\alpha_1} + \frac{1}{\tan\alpha_2} \right) \times Hd$ $L_f = 5 + (2,75 + 2,24) \times 9,6$ $L_f = 53 m$	<b>L<sub>f</sub></b> : largeur de fondation <b>L<sub>c</sub></b> : largeur en crête de la digue en m <b>Hd</b> : hauteur de la digue <b>tan<sub>α1</sub> et tan<sub>α2</sub></b> : sont respectivement des pentes amont et aval de la digue.
--	---

➤ **Infiltration à travers la digue**

Les paramètres des calculs de l'infiltration sont regroupés dans le tableau suivant :

Désignation	Paramètre	Formule
Longueur du drain horizontal (m)	Ld : Longueur du drain	$L_d = \frac{L_f}{4} = \frac{53}{4} = 13,63 \text{ m}$ <b><math>L_d = 13,25</math></b>
Paramètre b (m)	b	$b = L_f - L_d = 53 - 13,25 = 39,75 \text{ m}$
Paramètre d (m)	d	$d = (L_f - L_d) - 0,7b = (53 - 13,25) - 0,7 * 39,75$ <b>d = 34,92m</b>
Hauteur du drain $y_o$		$Y_o = \sqrt{H_d^2 + d^2} - d$ $Y_o = \sqrt{9,6^2 + 34,92^2} - 34,92 = 0,68$
Le débit à évacuer par le drain (m3/s/ml)	q	$q = k_r * y_o = 1.0E-09 * 0,68 = 6.8E-10$ <b>q = 6.8E - 10 m3/s/ml</b>
Epaisseur de drain e (m)	$e_{drain}$	$e_{drain} = 2 * (q * \frac{L_d}{K_d})^{0.5}$ $e_{drain} = 2 * (6.8E - 10 * \frac{13,25}{1.0E-09}) = 0,2 \text{ m}$
Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif dans le cadre de barrage homogènes (argile compacté) sera de l'ordre de $10^{-7}$ m/s pour coefficient de perméabilité du remblai ( $k_r$ ) et celui du drain constitué de sable grossier est de ( $k_d$ ) égal $10^{-4}$ m/s		

**Retenons une largeur de drain de 14 m**

$$L_d = 14m$$

**Retenons l'épaisseur de de drain de 20 cm**

$$e_{drain} = 20 \text{ Cm}$$

#### ❖ Etude du déversoir

##### ✚ Calcul de l'effet de laminage de crue

Dans le souci d'éviter un surdimensionnement de l'ouvrage, le laminage est effectué pour réduire la longueur du déversoir donc baisser relativement le coût de l'ouvrage.

La méthode utilisée pour évaluer l'effet de laminage est la méthode du X0 ou méthode EIERCIEH. L'effet de laminage est sous la forme d'un coefficient  $\beta$ . Il représente le rapport entre le débit de crue et le débit évacué. Il est déterminé par sa lecture dans un abaque [8].

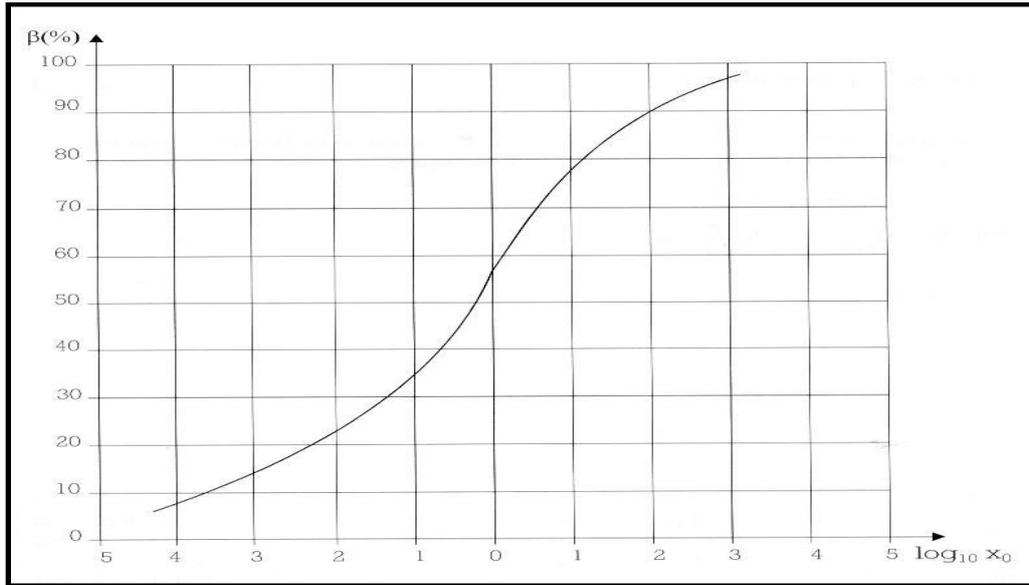


Illustration 1 : Abaque de  $\beta = f(\log(X_0))$

La valeur de coefficient  $m$  de débit qui dépend de la forme du seuil, mais aussi de la charge est déterminé par le graphique suivant :

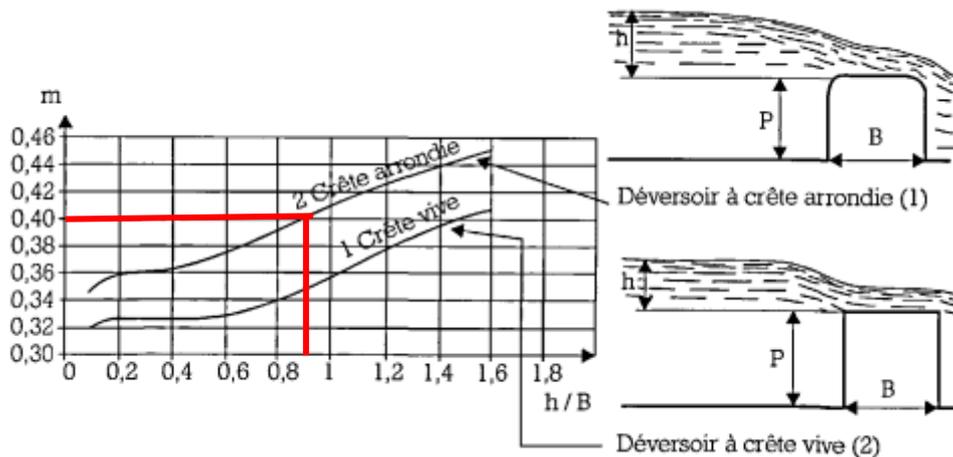


Illustration 2 : graphe du coefficient du débit

Le déversoir aura une crête arrondie ainsi le coefficient de débit  $m=0,40$  :

Le laminage se fait suivant la méthodologie ci-dessous :

- ✚ Calculer  $L_1$  sans tenir compte de l'effet du laminage par la relation

$$Q_{c_{max}} = m * L_1 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$$

$$L_1 = \frac{Q_{c_{max}}}{m * \sqrt{2g} * h^{3/2}} = \frac{319,72}{0,4 * \sqrt{2 * 10} * 1,2^{3/2}} = 135,96$$

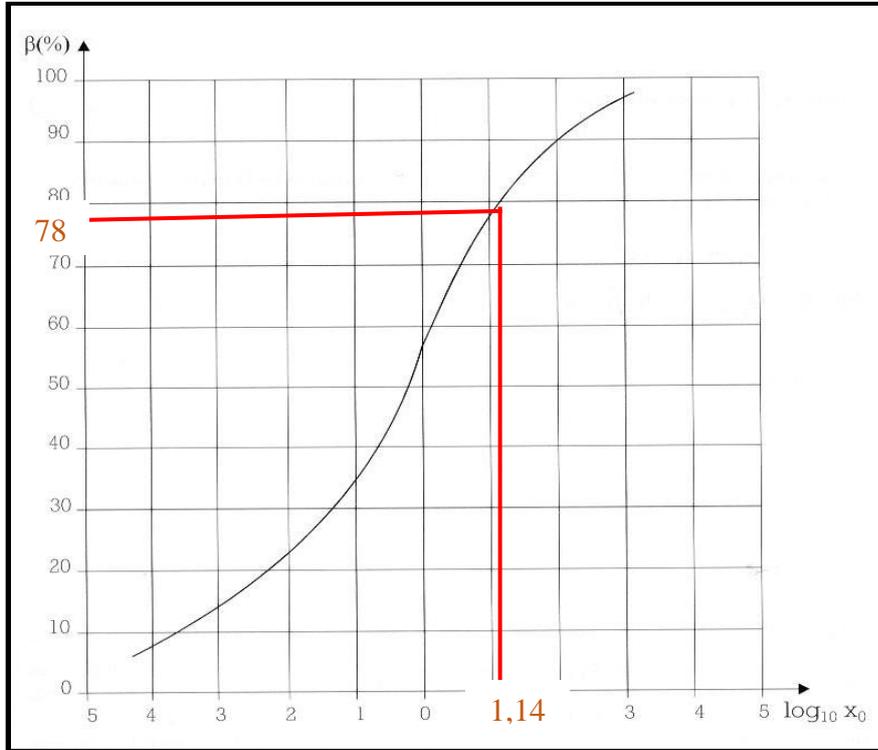
- ✚ Calculer  $X_{01}$  avec la formule  $X_{01} = \frac{m^2 g * L_1^2 Q_{c_{max}} t m^3}{S^3} = \frac{0,4^2 * 10 * 135,96^2 * 319 * 72 * 25121,13^3}{2218687^3}$

$X_{01} = 13,73$

✚ Puis  $\text{Log}_{10}X_{01}$

$\text{Log}_{10}X_{01} = \text{Log}_{10}(13,73) = 1,14$        $\text{Log}_{10}X_{01} = 1,14$

✚ Lire ensuite  $\beta_1$  sur l'abaque



✚ Calculer  $Q_{e_{\max}} = \beta_1 * Q_{c_{\max}}$

$Q_{e_{\max}} = \beta_1 * Q_{c_{\max}} = 0,78 * 319,72 = 249,38 \text{ m}^3/\text{s}$        $Q_{e_{\max}} = 249,38 \text{ m}^3/\text{s}$

✚ Calculer  $L_2$  avec  $\beta_1 * Q_{c_{\max}} = m * L_2 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$

$L_2 = \frac{m * \sqrt{2g} * h^{3/2}}{\beta_1 * Q_{c_{\max}}} = \frac{0,4 * \sqrt{2 * 10} * 1,2^{3/2}}{0,78 * 319,72} = 106,05 \text{ m}^3/\text{s}$        $L_2 = 106,05 \text{ m}^3/\text{s}$

✚ Recommencer le calcul avec  $L_2$  de  $X_{02} = \frac{m^2 g L_2^2 Q_{c_{\max}} t m^3}{S^3}$

✚ Calculer  $Q_{e_{\max}} = \beta_2 * Q_{c_{\max}}$  et  $L_3 = \beta_2 Q_{c_{\max}} = m * L_3 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$

✚ Et ainsi de suite par itérations successives jusqu'à obtenir une valeur convergente de

Longueur déversante (m)	X0	log10( X0)	Coefficient $\beta$ (%)	Débit maximum évacué $Q_{e_{\max}}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
135.96	13.73	1.14	78%	249.38
106.052	8.35	0.92	75%	239.79

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

101.974	7.72	0.89	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59
100.614	7.52	0.88	74%	236.59

On obtient une longueur de seuil déversant de 100m avec un débit laminé de 236,59 soit 74% de la crue du projet.

➤ **Données de base pour dimensionner un déversoir**

Désignation	Valeur
Poids volumique des sédiments ( $\gamma_{\text{séd.}}$ )	20 KN/m <sup>3</sup>
Hauteur des sédiments ( $h_{\text{séd}}$ )	2.2 m
Poids volumique du béton $\gamma_b$	24 KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique de l'eau $\gamma_w$	10 KN/m <sup>3</sup>
Résistance à la compression du béton en 28 jours ( $f_{c28}$ )	20Mpa
Hauteur du déversoir ( $H_d$ )	6.9 m
Charge déversante	1.2 m
Largeur en crête du déversoir ( $l_c$ )	1 m
C	0
Ka	1/3
Tan( $\phi$ )	0.65

➤ **Résultats de dimensionnement du déversoir**

Désignation	Valeur	Unité
Cote du plan d'eau normale PEN	369,5	m

Cote du plus haute eau PHE	370,7	m
Charge sur le seuil du déversoir	1,2	m
Hauteur de la retenue	6,9	m
Largeur en crête	1	m
Largeur de fondation	13	m
Angle $\alpha$	60	°
Resistance caractéristique du béton $f_{c28}$	20	Mpa
Poids volumique du béton $\gamma_b$	24	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique de l'eau $\gamma_w$	10	KN/m <sup>3</sup>
Position	<b>Trapézoïdale latérale</b>	
<b>NB :</b> La hauteur du déversoir ci-dessus mentionnée ne prend pas en compte la profondeur d'encrage qui doit être déterminée après des études géotechniques du site		

❖ **Evaluation des charges agissantes sur le déversoir**

✚ **Les différentes charges agissantes sur le déversoir**

- Poussée hydrostatique  $P_e$  (KN/ml)

$$P_e = 5Hr^2 + 8Hr = 5 * 6,9^2 + 8*6,9 = 293.25$$

**$P_e = 293.25$  KN/ml**

- Pression interstitielle en A  $U_A$  (KN/ml)

$$U_A = \gamma_w \times \left[ h + \frac{2}{3} \times (H_r - h) \right] = 10 \times \left[ 1,2 + \frac{2}{3} \times (6,9 - 1,2) \right] = 50$$

**$U_A = 50$  KN/ml**

- Pression interstitielle en B  $U_B$  (KN/ml)

$$U_B = \gamma_w \times h = 10 \times 1,2 = 12 \text{ KN/ml} \quad \mathbf{U_B = 12 KN/ml}$$

- Résultante de la pression interstitielle  $U$  (KN/ml)

$$U = \frac{1}{2}(U_A + U_B) \times b_2 = \frac{1}{2}(50 + 12) \times 13 = \mathbf{401,5 KN/ml}$$

**$U = 401,5$  KN/ml**

- Poussée des terres (sédiments)  $P_t$  (KN/ml)

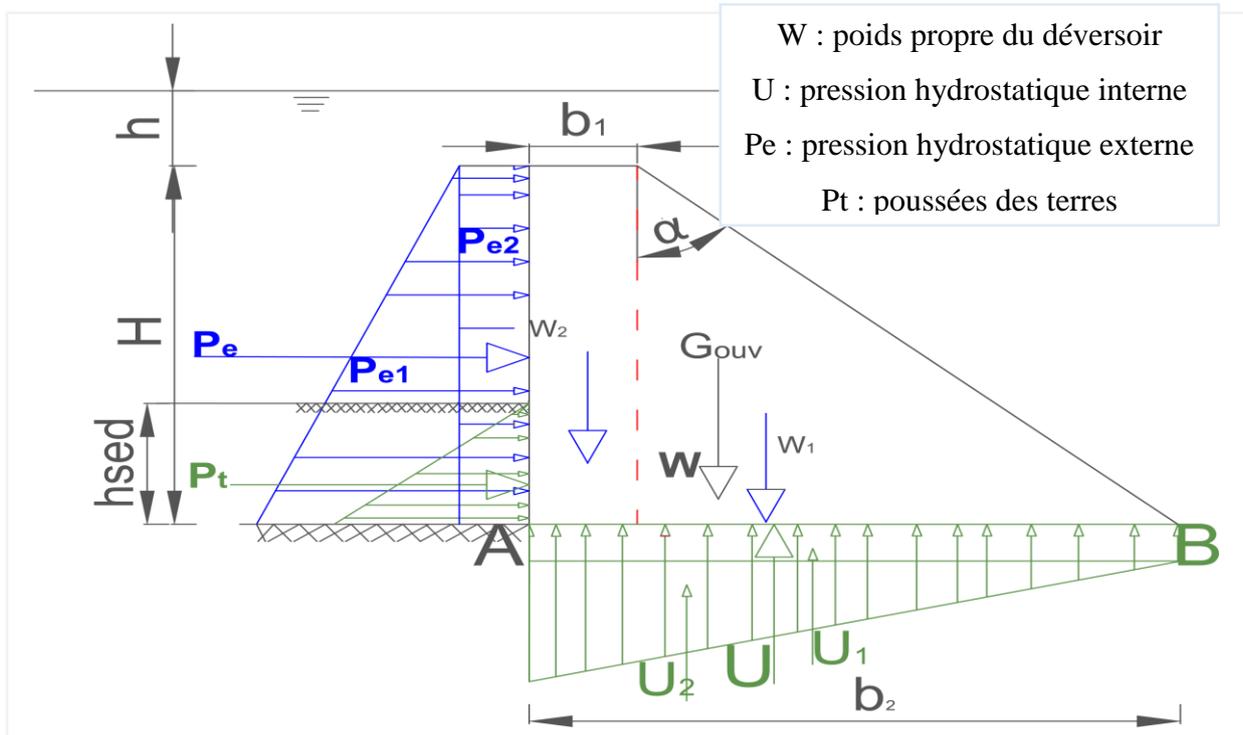
$$P_t = \frac{1}{2} \times \gamma_{séd} \times h_{séd}^2 \times K_a = \frac{1}{2} \times 10 \times 2,2^2 \times 0,33 = 7,99$$

**$P_t = 7,99$  KN/ml**

- Poids propre du déversoir  $W$  (KN/ml)

$$W = 12Hr^2 \tan \alpha + 24Hr = 12 * 6,9^2 * 1,73 + 24 * 6,9 = 1155$$

**W = 1155 KN/ml**



**Illustration 3:** les forces agissantes sur le déversoir

❖ **Stabilité du déversoir**

✚ **La vérification de la stabilité externe**

La vérification de la stabilité externe passe par la vérification de la stabilité au non glissement et de la stabilité au non renversement.

✚ **Vérification de la stabilité au glissement**

La vérification de la stabilité au non glissement passe par la vérification de l'inéquation suivante :  $F_G \geq 1,2$

On a alors :

$$F_G = \frac{(W-U) \times \tan \varphi}{P_e + P_t} \geq 1,2 ;$$

- Calcul de  $\tan(\alpha_G)$

$$\tan(\alpha_G) = \left[ \frac{6 Hr^2 - \frac{23}{6} Hr + 27,5666}{\left(\frac{33,8}{6} Hr^2 - \frac{10,4}{3} Hr\right)} \right] = \left[ \frac{6 * 6,9^2 - \frac{23}{6} * 6,9 + 27,5666}{\left(\frac{33,8}{6} * 6,9^2 - \frac{10,4}{3} * 6,9\right)} \right] = 1,17$$

$$\tan(\alpha_G) = 1,17$$

- Calcul de  $\alpha_G$  (Angle vérifiant la stabilité au glissement)

$$\alpha_G = \tan^{-1} \left[ \frac{6 Hr^2 - \frac{23}{6} Hr + 27,5666}{\left(\frac{33,8}{6} Hr^2 - \frac{10,4}{3} Hr\right)} \right] = \tan^{-1} \left[ \frac{6 * 6,9^2 - \frac{23}{6} * 6,9 + 27,5666}{\left(\frac{33,8}{6} * 6,9^2 - \frac{10,4}{3} * 6,9\right)} \right]$$

$$\alpha_G = 49,57$$

La stabilité au glissement est vérifiée pour  $\alpha_G \geq 49,57$ . Nous considérons  $\alpha_G = 60$  et vérifions les autres conditions de stabilité

$$F_G = \frac{(W - U) \times \tan \varphi}{P_e + P_t} \geq 1,2$$

$$F_G = \frac{(1155 - 401,5) \times 0,65}{301,70} \geq 1,2$$

**$F_G = 1,62 \geq 1,2$  condition est vérifié**

#### **🚧 Vérification de la stabilité au renversement**

Elle est vérifiée lorsque l'inéquation suivante est vérifiée :  $F_R \geq 1,5$

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

On a l'inéquation suivante  $K1x^2 + K2x + K3 \geq 0$

Calcul des constantes K

Constante K1 :

$$K1 = \frac{14}{3} Hr^3 - 4Hr^2 = \frac{14}{3} * 6,9^3 - 4 * 6,9^2 = 1342,60$$

**$K1 = 1342,60$**

Constante K2 :

$$K2 = \frac{52}{3} Hr^2 - 8Hr = \frac{52}{3} 6,9^2 - 8 * 6,9 = 770,04$$

**$K2 = 770,04$**

Constante K3 :

$$K3 = -2.5Hr^3 - 6Hr^2 + \frac{26}{3} Hr - 1.6hsd^3 - 4$$

$$K3 = -2.5 * 6,9^3 - 6 * 6,9^2 + \frac{26}{3} * 6,9 - 1.6 * 1,6^3 - 4$$

**$K3 = -1057,89$**

Constante K4 :

$$K4 = \frac{-K2 + \sqrt{(K2^2 - 4 * K1 * K3)}}{2 * K1} = \frac{-(770,04) + \sqrt{((770,04)^2 - 4 * (1342,60) * (-1057,89))}}{2 * (1342,60)} = 0.65$$

**$K4 = 0.65$**

**$\alpha_R$  (angle vérifiant la stabilité au renversement)**

$$\alpha_R = \text{Arctan}(K4) = \text{Arctan}(0.65) = 32,86$$

**$\alpha_R = 32,86$**

NB : La stabilité externe est vérifiée pour  $\alpha \geq \max(\alpha_G; \alpha_R)$

Retenons  $\alpha_R = 60$  pour la vérification de la stabilité au renversement.

✚ Calcul des moments

$$M/B(W) = W * \text{bras de levier}$$

▪ Bras de levier

$$dw1 = 1/2 * b1 + 3 * \tan \alpha = 0,5 * 1 + 3 * 1,73 = 5,69$$

$$dw1 = 5,69$$

$$dw2 = 2/3 * b1 + 4 * \tan \alpha = 2/3 * 1 + 4 * 1,73 = 7,59$$

$$dw2 = 7,59$$

$$dw = dw1 + dw2 = 5,69 + 7,59 \quad dw = 13,28$$

$$\text{Donc } M/B(W) = W * dw = 1155 * 13,28$$

$$M/B(W) = 15336,61 \text{ kN.m/ml}$$

$$M/B(W) = 15336,61 \text{ kN.m/ml}$$

$$M/B(U) = U * du$$

Calcul de du

$$du1 = \frac{b1 + Hr * \tan \alpha}{2} = \frac{1 + 6,9 * 1,73}{2} = 5,97 \quad du1 = 5,97$$

$$du2 = 2/3 * (b1 + Hr * \tan \alpha) = 2/3 * (1 + 6,9 * 1,73) = 8,62$$

$$du2 = 8,62$$

$$du = du1 + du2 = 14,59$$

$$du = 14,59$$

$$M/B(U) = U * du = 401,5 * 14,59 = 5858,95$$

$$M/B(U) = 5858,95 \text{ kN.m/ml}$$

$$M/B(U) = 5858,95 \text{ kN.m/ml}$$

▪ Calcul des moment renversants

$$M/B(Pe) = Pe * dpe$$

Calcul de dpe1

$$dpe1 = Hr/2 = 6,9/2 = 3,45$$

$$dpe1 = 3,45$$

Calcul de dPe2

$$dpe2 = 1/3 * Hr = 1/3 * 6,9 = 2,3$$

$$dpe2 = 2,3$$

$$dpe = 5,75$$

calcul de dpt

$$dpt = 1/3 * hsed = 1/3 * 2,2 = 5,9$$

**dpt = 0,73**

$$M/B(Pe) = Pe \cdot dpe = 293.25 \cdot 5,75 = 1686,19$$

$$M/B(Pe) = 1686,19 \text{ kN.m/ml}$$

$$M/B(Pe) = 1686,19 \text{ kN.m/ml}$$

$$M/B(Pt) = Pt \cdot \text{dpt} = 7,99 \cdot 0,73 = 5,86$$

$$M/B(Pt) = 5,86 \text{ kN.m/ml}$$

$$M/B(Pt) = 5,86 \text{ kN.m/ml}$$

$$F_R = \frac{\sum M/B(W-U)}{\sum M/B(Pe+Pt)} \geq$$

$$F_R = \frac{\sum M/B(15336,61 - 5858,95)}{\sum M/B(1686,19_e + 5,86)} = 5.60$$

Moment des forces horizontales					
Désignation	Forces	Bras de levier	Moment/B	Valeur	Unité
Moment des forces horizontales					
Forces verticales	W	dw1 = 5,69	M/B(W) =	15336,61	kN.m/ml
		dw2 = 7,59	W*dw		
	U	du1 = 5,97	M/B(U) = U*du	5858,95	kN.m/ml
		du2 = 8,62			
Forces horizontales	Pe	dpe1 = 3,45	M/B(Pe) = Pe*dpe	1686,19	kN.m/ml
		dpe2 = 2.3			
		dpt = 0,73	M/B(Pt) = Pt* dpt	5,86	kN.m/ml
$\frac{\sum M/B(15336,61 - 5858,95)}{\sum M/B(1686,19_e + 5,86)} = 5.60 \geq 1.5 \text{ condition vérifiée}$					

➤ **Vérification de la stabilité interne**

🔧 Vérification de la non fissuration

Elle est vérifiée par l'inéquation  $-\frac{b_2}{6} \leq e \leq \frac{b_2}{6}$  (règle du tier centrale)

- Largeur de fondation du déversoir  $b_2$  (m)

$$b_2 = b_1 + H_r \tan \alpha = 1 + 6,9 \tan 60 = 13$$

$$b_2 = 13\text{m}$$

- Calcul de  $(b_2/6)$

$$b_2/6 = 13/6 = 2,16$$

$$\tan(\alpha) = \tan(60) = 1,73$$

- Abscisse du centre de gravité du déversoir  $X_{gouv}$  (m)

$$XG_{ouv} = \left[ \frac{0,5 + \frac{Hr^2 \tan^2 \alpha}{6} + 0,5Hr \tan \alpha}{1 + 0,5Hr \tan \alpha} \right] = \left[ \frac{0,5 + \frac{6,9^2 * 1,73^2}{6} + 0,5 * 6,9 * (1,73)}{1 + 0,5 * 6,9 * (1,73)} \right] = 4,34m$$

**XG<sub>ouv</sub> = 4,34m**

- Ordonnée du centre de gravité du déversoir Ygouv (m)

$$YG_{ouv} = \left[ \frac{Hr + \frac{1}{3} \times Hr^2 \tan \alpha}{2 + Hr \tan \alpha} \right] = \left[ \frac{6,9 + \frac{1}{3} \times 6,9^2 * 1,73}{2 + 6,9 * 1,73} \right] = 2,46$$

**YG<sub>ouv</sub> = 2,46 m**

**Calcul de W-U (KN/ml)**

$$W - U = \frac{70,4}{6} Hr^4 \tan \alpha - \frac{46,72}{6} Hr \tan \alpha Hr^2 + 24Hr - \frac{46,72}{6}$$

$$W - U = \frac{70,4}{6} 6,9^4 * 1,73 - \frac{46,72}{6} * 6,9 * 1,73 * 6,9^2 + 24 * 6,9 - \frac{46,72}{6} = 753,67$$

**W - U = 753,67**

- **Calcul de Pe + Pt (KN/ml)**

$$Pe + Pt = 5Hr^2 + 8Hr + 3,3 hsd^2 = 5 * 6,9^2 + 8 * 6,9 + 3,3 * 1,6^2$$

**Pe + Pt = 301,70**

- Calcul de e (point d'application de la résultante des charges/centre de gravité)

$$e = XG_{ouv} + \left( YG_{ouv} \times \frac{Pe + Pt}{W - U} \right) - \frac{b_2}{2} = 4,34 + \left( 2,46 \times \frac{301,70}{753,67} \right) - \frac{13}{2} = -1,15$$

**e = -1.15**

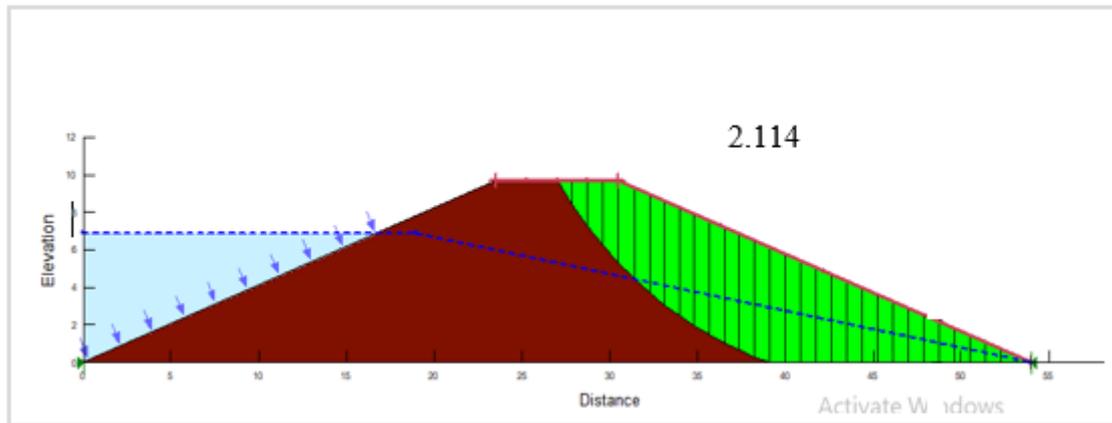
$|e| < \frac{b_2}{6}$  Alors la non fissuration est alors vérifiée

**✚ Vérification à la rupture**

La non rupture est vérifiée lorsque  $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim, \text{béton}}$

Désignation	Formules	
Contrainte limite du béton (MPa)	$\sigma_{lim, \text{béton}} = 0,3 \times f_{c28} = 6$	OK
Contrainte maximale du béton (MPa)	$\sigma_{max} = \left( \frac{W-U}{b_2} \right) \times \left[ 1 + \frac{6e}{b_2} \right] = 0.03$	

**✚ Vérification de la stabilité avec geoslop**



➤ **Bassin de dissipation**

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

✚ **Détermination du tirant d'eau  $y_n$**

Considérons un chenal fictif entre le déversoir et le bassin de dissipation pour le calcul de  $y_n$ . Il est obtenu de la manière itérative en utilisant la méthode de la débitance résolut avec le solveur de Excel en fonction d'un macron de Normal Depht

Le bassin de dissipation sera de forme rectangulaire

Arguments de la fonction f ×

Yn\_Rect

Q	<input type="text"/>	↑	=
K	<input type="text"/>	↑	=
I	<input type="text"/>	↑	=
B	<input type="text"/>	↑	=

Aucune aide disponible.

Q

Résultat =

[Aide sur cette fonction](#) OK Annuler

On rentre dans le macron les valeurs suivantes

- Débit maximale évacué (m<sup>3</sup>/s)

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

- Coefficient du rugosité K correspond à K
- Largeur du chenal (longueur du déversoir) m correspond à B
- Pente i

**Données de base pour le calcul de  $y_n$**

Débit maximale évacué (m <sup>3</sup> /s)	232,91
Hauteur du déversoir (m)	6,9
Coefficient du rugosité KS	75
Pesanteur (m/s <sup>2</sup> )	9,81
Largeur du chenal (longueur du déversoir) m	100
Pente i	0,003

Après itération on aura une valeur de  $y_n$  égal à 0,72 m

Nous retiendrons  $y_n = 0,8$  m

<b><math>y_n = 0,8</math> m</b>
---------------------------------

Débit  $Q_e$  débit évacué par le déversoir (m<sup>3</sup>/s) est calculer par la formule suivante

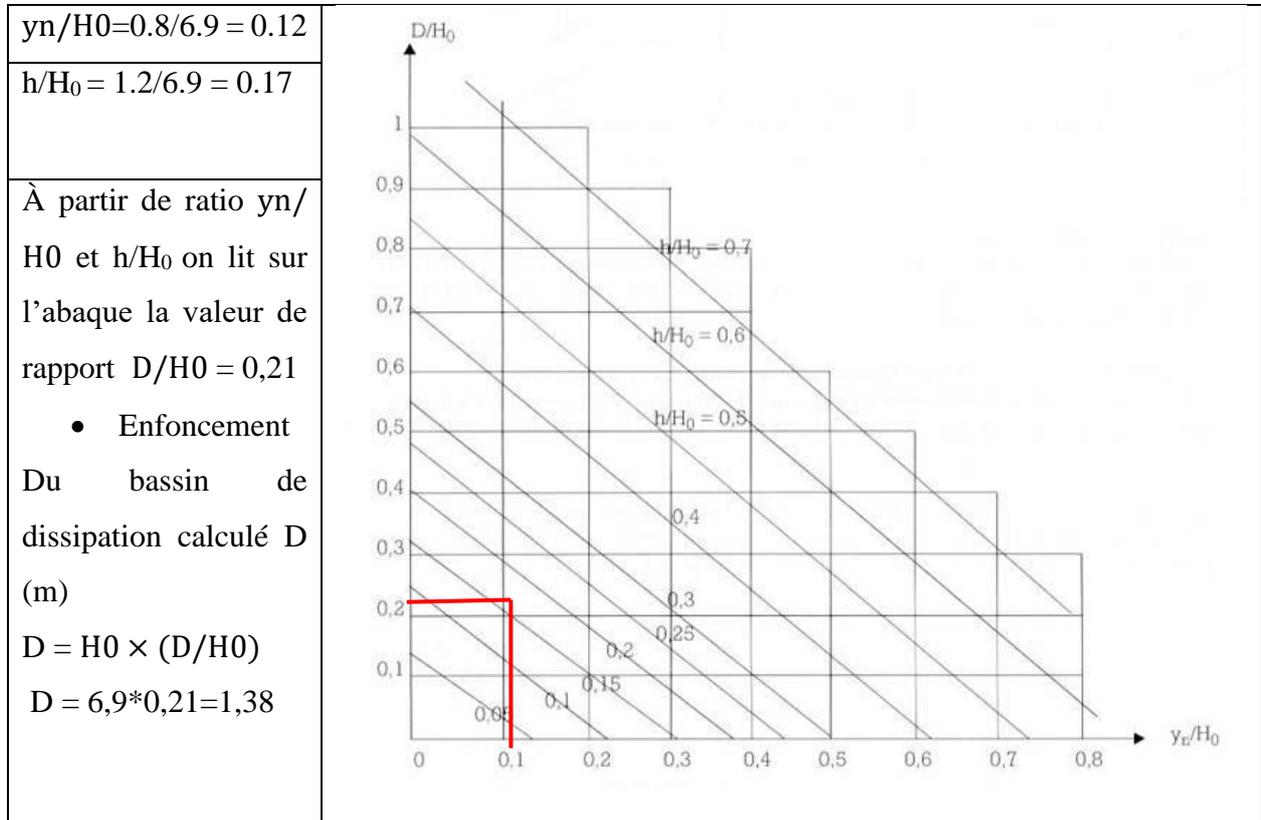
$$Q_e = m * L_{dev} * \sqrt{2g} * h^{\frac{3}{2}} = 0,4 * 100 * \sqrt{2 * 9,81} * 1,2^{\frac{3}{2}} = \mathbf{232,91 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Par la formule de Manning-Strickler  $Q_e = k_s * S * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}$  on aura les valeurs ci-dessous

Désignation	Formules
Largeur du canal L (m)	<b>100</b>
Débit $Q_e$ débit évacué par le déversoir (m <sup>3</sup> /s)	$Q = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$
Coefficient de rugosité de Manning Strickler K	
Surface mouillée S (m <sup>2</sup> )	$S = L \times Y_n = 100 * 0,8 = 80 \text{ m}^2$
Rayon hydraulique R (m)	$R = \frac{S}{L + 2Y_n} = \frac{80}{100 + 2 * 0,80} = 0,79 \text{ m}$
Pente du chenal I (m/m)	<b>0,003</b>
Profondeur critique $Y_c$ (m)	$Y_c = 0.47 \times \left(\frac{Q}{L}\right)^{\frac{2}{3}}$ $Y_c = 0.47 * \left(\frac{232,91}{100}\right) = 0.83$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le coefficient de la rugosité du béton est 75</li> <li>• La pente du chenal I est 0.3%</li> </ul>	

Le bassin de dissipation a un enfoncement D et est constitué de blocs de chutes, de blocs chicane d'un seuil

➤ Calcul de l'enfoncement du bassin de dissipation D (m)



Nous retiendrons l'enfoncement du bassin de dissipation à **1,40 m**

**D= 1,40 m**

➤ **Type de bassin de dissipation et la longueur**

▪ **Calcul de débit unitaire (m<sup>3</sup>/s/ml)**

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{232,92}{100} = 2,33 \text{ m}^3/\text{s/ml} \quad \mathbf{q = 2,33 \text{ m}^3/\text{s/ml}}$$

▪ **Vitesse de l'eau au-dessus du seuil V<sub>0</sub> (m/s)**

$$V_0 = \frac{q}{h} = \frac{2,33}{1,2} = 1,94 \text{ m/s} \quad \mathbf{V_0 = 1,94 \text{ m/s}}$$

▪ **Ligne d'eau H (m)**

$$H = D + H_0 = 1,40 + 6,9 = 8,30 \text{ m} \quad \mathbf{H = 8,30 \text{ m}}$$

▪ **Hauteur de chute (m)**

$$Z = H_0 + H + \Delta H = 6,9 + \left(\frac{1,94^2}{2 \times 9,81}\right) + 1,40 + 1,2 = 9,67 \quad \mathbf{Z = 9,67}$$

▪ **Vitesse d'eau V1 et tirant d'eau y1 à l'entrée du bassin de dissipation V (m/s)**

**V1 et Y1 ont été déterminer par itération sur un solveur Excel.**

$$V = \sqrt{2g \left[ 0.9 \left( H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - Y_1 \right]} \quad \text{Et } y_1 = \frac{q}{l \times V}$$

On obtient  $y_1 = 0,17 \text{ m}$

$$V = 13,85 \text{ m/s}$$

▪ **Calcul de nombre de Froude**

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY_1}} = \frac{13,85}{\sqrt{9,81 \times 0,17}} = 10,79$$

$$F = 10,79$$

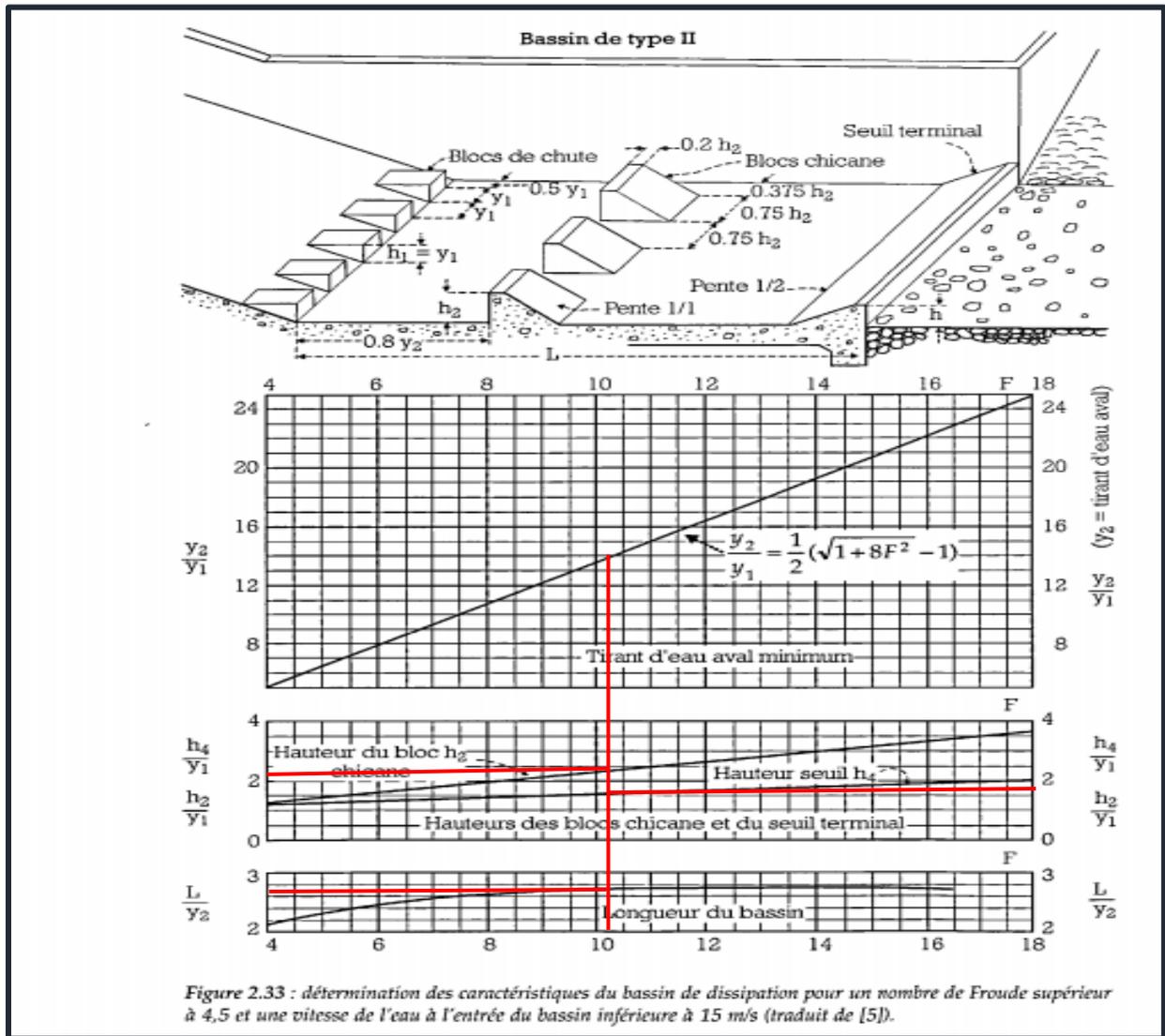
Pour  $F = 10,79 > 4,5$  ; le ressaut se produit nettement.

De plus la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin est inférieure à **15m/s** ( $V = 13,85\text{m/s}$ ), un **bassin de type II** sera utilisé. Les dimensions des éléments du bassin de dissipation (blocs de chute, blocs chicanes, seuil terminal et la longueur du bassin) seront déterminées à partir de l'abaque.

➤ **Calcul de tirant d'eau à la sortie du bassin de dissipation  $Y_2$  (m)**

$$Y_2 = \frac{Y_1 \times [(8F^2 + 1)^{1/2} - 1]}{2} = \frac{0,17 \times [(8 \times 10,79^2 + 1)^{1/2} - 1]}{2} = 2.06$$

$$Y_2 = 2,06 \text{ m}$$



**Figure : Abaques du bassin type II.**

Les ratio  $L/Y_2$  ;  $h_2/Y_1$  ;  $V/H$  ; Hauteur  $h_2$  (m) sont déterminées par les abaques du bassin type II en fonction de nombre de Froude F. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

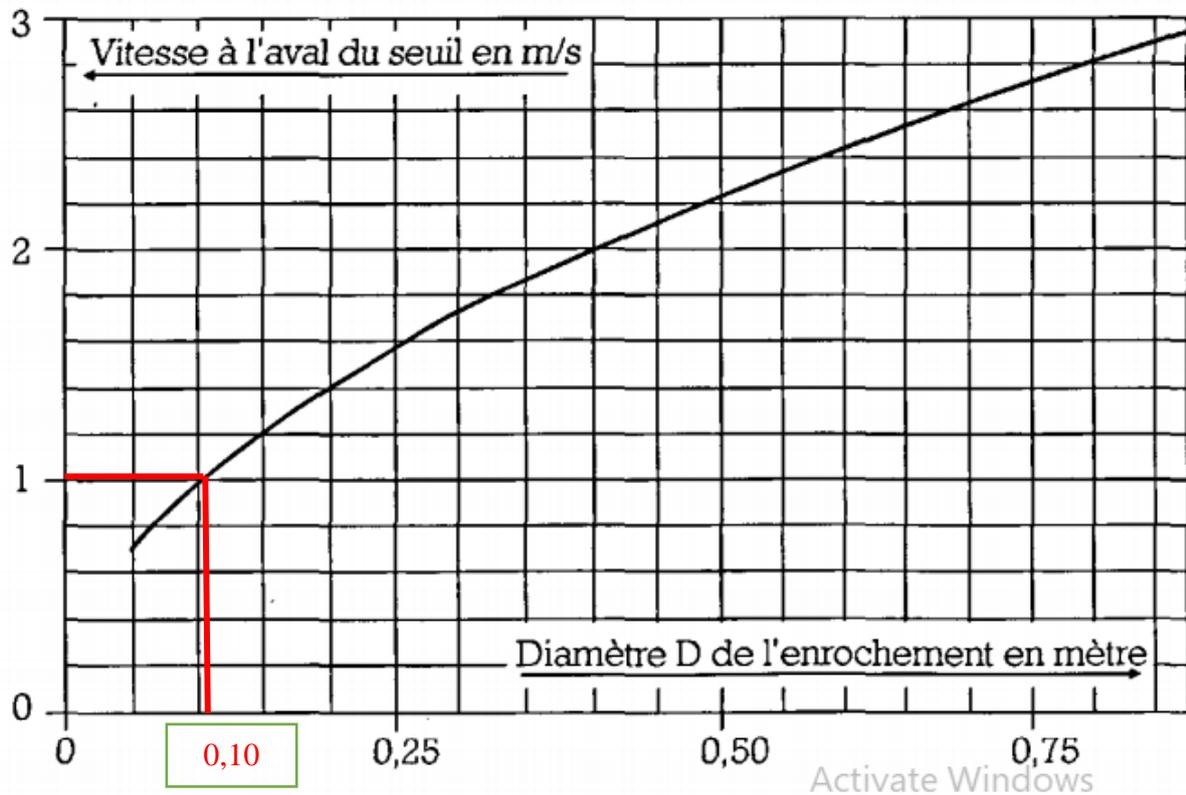
$L/Y_2$	$L/Y_2 = 2,75$ m	Abaque
Longueur calculée du bassin de dissipation L (m)		$L/Y_2 = 2,75 \text{ m} \rightarrow L = y_2 * 2,75 = 2,06 * 2,75$ $L = 5.68\text{m}$ retenons <b>L = 10 m</b>
<b>Blocs chicanes</b>		
$h_2/Y_1$	$h_2/Y_1 = 2,25$	Abaque
V/H		1
Hauteur $h_2$ (m)		$h_2/Y_1 = 2,25 \rightarrow h_2 = 0,17 * 2,25 = 0,38$ <b>Retenons une hauteur de 0,40 m</b>

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Largeur $l_2$ (m)		$l_2 = 0.75 \times h_2 = 0,75 * 0,38 = 0,28$ <b>Retenons <math>l_2 = 0,30</math> m</b>
Espacement $e_2$ (m)		$e_2 = 0.75 \times h_2 = 0,75 * 0,38 = 0,28$ <b>Retenons l'espacement de <math>0,30</math> m</b>
Epaisseur en crête (m)		$l_2 = 0.20 \times h_2 = 0,20 * 0,38 = 0.08$ <b>Retenons une épaisseur en crête de <math>0,10</math> m</b>
<b>Blocs de chute</b>		
Largeur à la base $b_1$ (m)	$b_1 = 0,40$	Abaque
Espacement $e_1$ (m)	$e_1 = 0,40$	
<b>Seuil terminal</b>		
$h_4/Y_1$	$h_4/Y_1 = 1,8$	Abaque
Pente	2H/1V	
Hauteur $h_4$ (m)	$h_4 = 1,8y_1 = 1,8 * 0,17$ <b><math>h_4 = 0,30</math> m</b>	

➤ **Protection aval du bassin de dissipation**

Le bassin ne permet en fait la dissipation que d'environ 75% de l'énergie de l'eau. Il est donc nécessaire de revêtir l'aval avec des enrochements et/ou des gabions sur une certaine distance (8). Pour les sols argileux, la vitesse du début d'entraînements des matériaux  $V_e$  varie de 0,80 à 1,20 m/s selon la cohésion. Nous prendrons un  $V_e$  égal à 1m/s ( **$V_e = 1$  m/s**).



▪ **Diamètre minimale de l'encrochement**

On lit sur l'abaque, pour un  $V_e$  de 1m on aura un diamètre d'encrochement de 0,10 m

▪ **Epaisseur de la couche d'encrochement**

On calcul l'épaisseur de la couche d'encrochements comme étant égale à au moins trois fois le diamètre D

$$e = 3 \cdot D = 3 \cdot 0,10 = 0,30 \text{ m}$$

▪ **La longueur protégée**

La longueur protégée sera égale au minimum à deux fois celle du bassin

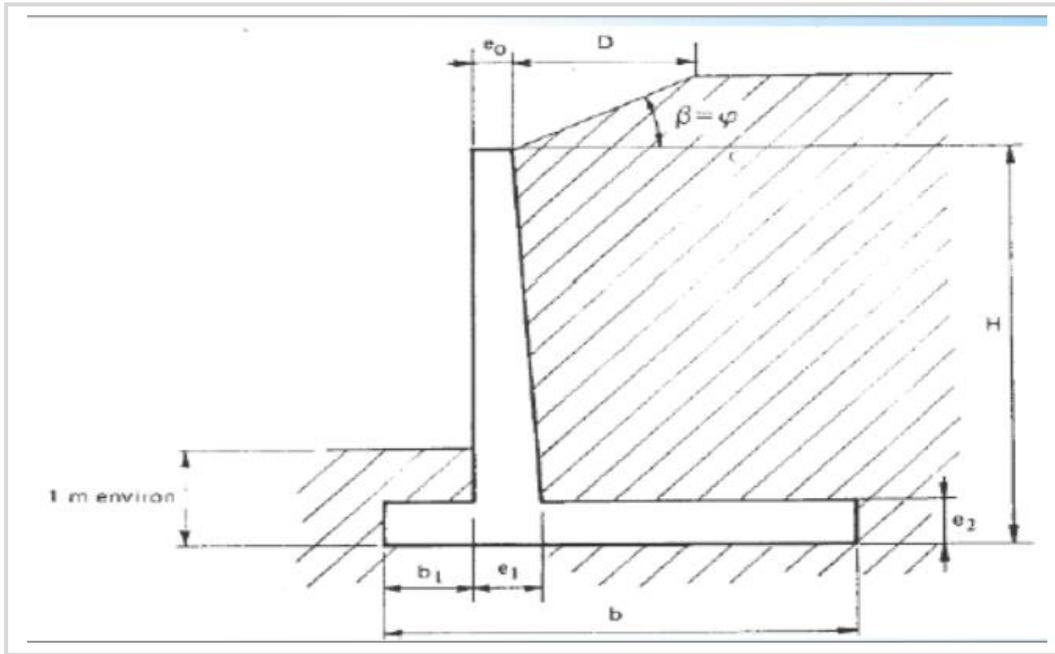
$$L = 2 \cdot L_{\text{bassin}} = 2 \cdot 6 = 12 \text{ m}$$

**Récapitulatif**

Diamètre minimale de l'encrochement D(m)	0,10 m
Epaisseur de la couche d'encrochement e(m)	0,30 m
La longueur protégée L(m)	12 m

**Annexe : Mur bajoyer**

La hauteur H est égale 9,7+ 2,65 (2,65 correspond à son ancrage), on retient donc la hauteur H = 12.35m



Sur la base des éléments de pré dimensionnement du mur, la vérification de la stabilité sont faits avec le logiciel CYPE 2015 et les dimensions ajustées sont les suivantes

Désignation	Expression	Pré-dimensions (m)	Dimensions finaux (m)
Hauteur du remblai argileux (H')	-		
Hauteur du mur bajoyer H [m]	-	12,35	12,35
Epaisseur crête voile $e_0$ [m]	$H/24$	0,25	0,25
Epaisseur de la base du voile $e_1$ [m]	$H/12$	0,9	0,9
Epaisseur de la semelle $e_2$ [m]	$H/12$	2,65	2,65
Largeur de la semelle b [m]	$0,2 + 0,45H$	5,80	6,20
Largeur du patin de la semelle $b_1$ [m]	-	00	00
Largeur du talon de la semelle $b_2$ [m]	$b - b_1 - e_1$	4,90	5,30

NB :  $b_1$  est du côté du déversoir (en béton cyclopéen) et sera par conséquent négligé ( $b_1=0$  m).

Ci-dessous quelques éléments récapitulatifs du calcul des aciers et de vérification de la stabilité du mur avec le logiciel CYPE.

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

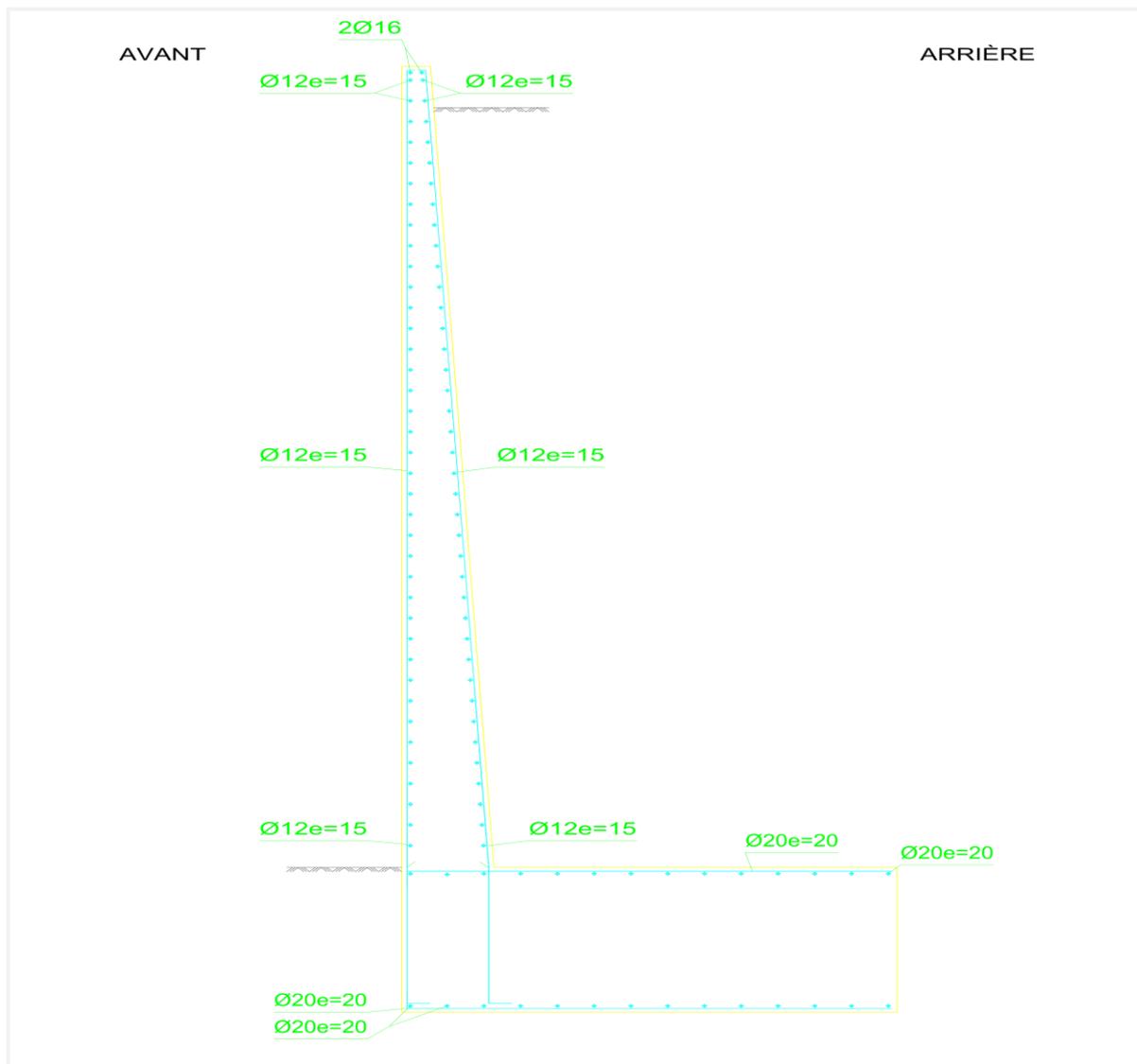
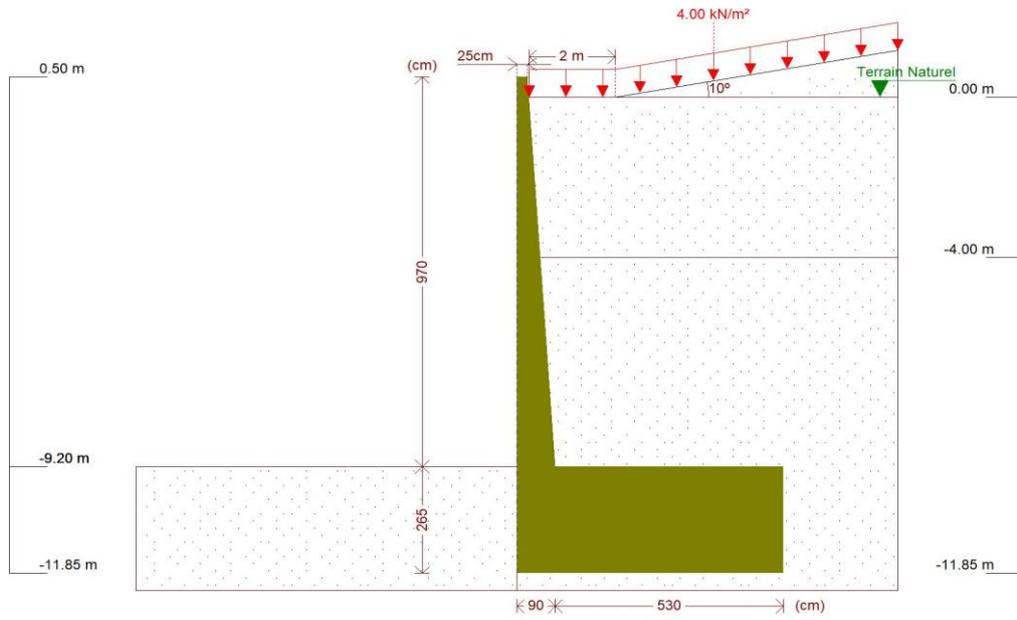


Figure : coupe transversale du mur bajoyer

**1.Description du ferrailage**

<b>COURONNEMENT</b>				
Armature supérieure : 2Ø16				
Ancrage avant / arrière : 15 / 15 cm				
<b>TRONÇONS</b>				
Num.	Avant		Arrière	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12e=15	Ø12e=15	Ø12e=15	Ø12e=15
	Recouvrement : 1 m		Recouvrement : 0.65 m	
			Renfort 1 : Ø25 h=2.9 m	
<b>SEMELLE SUPERFICIELLE</b>				
Armature	Longitudinal	Transversal		
Supérieure	Ø20e=20	Ø20e=20 Crosse Avant / Arrière : 50 / - cm		
Inférieure	Ø20e=20	Ø20e=20 Crosse avant / arrière : 29 / - cm		
Longueur d'ancrage courbe en amorce : 30 cm				

**2.Vérification**

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Mur) : MUR		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur : Norme EC-2. Article 6.2.5	Maximum : 1905.1 kN/m Calculé : 418.2 kN/m	Vérifiée
Épaisseur minimale du tronçon : Critère de CYPE	Minimum : 20 cm Calculé : 25 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales : Norme EC-2. Article 8.2 (2)	Minimum : 3.5 cm	
- Arrière :	Calculé : 18.4 cm	Vérifiée
- Avant :	Calculé : 18.4 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales : Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (3)	Maximum : 40 cm	
- Arrière :	Calculé : 20 cm	Vérifiée
- Avant :	Calculé : 20 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face : Norme EC-2. Article 9.6.3 (1)	Minimum : 0.001	

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Mur) : MUR		
Vérification	Valeurs	État
- Arrière (-9.20 m) :	Calculé : 0.00111	Vérifiée
- Avant (-9.20 m) :	Calculé : 0.00111	Vérifiée
Pourcentage mécanique horizontal minimum par face : Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (2)	Calculé : 0.00111	
- Arrière :	Minimum : 0.00076	Vérifiée
- Avant :	Minimum : 0.00022	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue : Norme EC-2. Article 9.2.1.1 (1)	Minimum : 0.0013	
- Arrière (-9.20 m) :	Calculé : 0.00384	Vérifiée
- Arrière (-6.30 m) :	Calculé : 0.00142	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue : Norme EC-2. Article 9.2.1.1 (1)	Minimum : 0.0013	
- Arrière (-9.20 m) :	Calculé : 0.00384	Vérifiée
- Arrière (-6.30 m) :	Calculé : 0.00142	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée : Norme EC-2. Article 9.6.2 (2)	Minimum : 0.001	
- Avant (-9.20 m) :	Calculé : 0.00111	Vérifiée
- Avant (-6.30 m) :	Calculé : 0.00142	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face comprimée : Critère de CYPE		
- Avant (-9.20 m) :	Minimum : 2e-005 Calculé : 0.00111	Vérifiée
- Avant (-6.30 m) :	Minimum : 1e-005 Calculé : 0.00142	Vérifiée
Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale total : Norme EC-2. Article 9.6.2 (1)	Maximum : 0.04	
- (0.50 m) :	Calculé : 0.00804	Vérifiée
- (-6.30 m) :	Calculé : 0.00632	Vérifiée

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Mur) : MUR		
Vérification	Valeurs	État
Séparation libre minimale des armatures verticales : Norme EC-2. Article 8.2 (2)	Minimum : 3.5 cm	
- Arrière, vertical :	Calculé : 7.1 cm	Vérifiée
- Avant, vertical :	Calculé : 16.8 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres : Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (3)	Maximum : 25 cm	
- Armature verticale Arrière, vertical :	Calculé : 20 cm	Vérifiée
- Armature verticale Avant, vertical :	Calculé : 20 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée : Vérification réalisée par unité de longueur de mur		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant : Norme EC-2. Article 6.2.2	Maximum : 340.3 kN/m Calculé : 332.7 kN/m	Vérifiée
Contrôle de la fissuration : Norme EC-2. Article 7.3.4	Maximum : 0.4 mm Calculé : 0.224 mm	Vérifiée
Longueur de recouvrement : Norme EC-2. Article 8.7.3		
- Base arrière :	Minimum : 0.6 m Calculé : 0.65 m	Vérifiée
- Base avant :	Minimum : 0.97 m Calculé : 1 m	Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement : Critère de CYPE	Calculé : 15 cm	
- Arrière :	Minimum : 15 cm	Vérifiée
- Avant :	Minimum : 0 cm	Vérifiée
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement : Critère de CYPE	Minimum : 6.2 cm <sup>2</sup> Calculé : 6.2 cm <sup>2</sup>	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle :		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Arrière : -9.20 m		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Avant : -9.20 m		

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Mur) : MUR		
Vérification	Valeurs	État
- Section critique en flexion composée : Cote : -7.30 m, Md : 352.55 kN·m/m, Nd : 147.34 kN/m, Vd : 228.94 kN/m, Contrainte maximale de l'acier : 434.783 MPa		
- Section critique sous effort tranchant : Cote : -8.40 m		
- Section comportant l'ouverture maximale de fissures : Cote : -9.20 m, M : 638.08 kN·m/m, N : 155.25 kN/m		

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante) : MUR		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité : Valeur introduite par l'utilisateur.		
- Coefficient de sécurité au renversement :	Minimum : 2 Calculé : 3.2	Vérifiée
- Coefficient de sécurité au glissement :	Minimum : 1.5 Calculé : 2.23	Vérifiée
Épaisseur minimale : - Semelle superficielle : Critère de CYPE	Minimum : 15 cm Calculé : 265 cm	Vérifiée
Contraintes appliquées au sol : Valeur introduite par l'utilisateur.		
- Contrainte moyenne :	Maximum : 0.4 MPa Calculé : 0.2649 MPa	Vérifiée
- Contrainte maximale :	Maximum : 0.5 MPa Calculé : 0.4971 MPa	Vérifiée
Flexion dans la semelle : Vérification basée sur des critères résistants		
- Armature sup. arrière :	Minimum : 20.11 cm <sup>2</sup> /m Calculé : 32.72 cm <sup>2</sup> /m	Vérifiée
- Armature inf. arrière :	Minimum : 0 cm <sup>2</sup> /m Calculé : 4.52 cm <sup>2</sup> /m	Vérifiée
Effort tranchant :		
- Arrière : Norme EC-2. Article 6.2.2	Maximum : 656.8 kN/m Calculé : 544.7 kN/m	Vérifiée
Longueur d'ancrage :		
- Attentes arrière : Norme EC-2. Article 8.4.4	Minimum : 77.4 cm Calculé : 257.6 cm	Vérifiée

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante) : MUR		
Vérification	Valeurs	État
- Attentes avant : Norme EC-2. Article 8.4.4	Minimum : 17 cm Calculé : 257.6 cm	Vérifiée
- Armature inf. arrière (Crosse) : Norme UNI EN 1992-1-1. Article 8.4	Minimum : 0 cm Calculé : 0 cm	Vérifiée
- Armature inf. avant (Crosse) : Norme UNI EN 1992-1-1. Article 8.4	Minimum : 24 cm Calculé : 29 cm	Vérifiée
- Armature sup. arrière (Crosse) : Norme UNI EN 1992-1-1. Article 8.4	Minimum : 0 cm Calculé : 0 cm	Vérifiée
- Armature sup. avant (Crosse) : Norme UNI EN 1992-1-1. Article 8.4	Minimum : 50 cm Calculé : 50 cm	Vérifiée
Enrobage : - Latéral : Norme EC-2. Article 4.4.1.3	Minimum : 7.5 cm Calculé : 8 cm	Vérifiée
Diamètre minimum : Norme EC-2. Article 9.8.2.1.	Minimum : Ø8	
- Armature transversale inférieure :	Calculé : Ø12	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure :	Calculé : Ø12	Vérifiée
- Armature transversale supérieure :	Calculé : Ø25	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure :	Calculé : Ø25	Vérifiée
Séparation maximale entre barres : Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (3)		
- Armature transversale inférieure :	Maximum : 25 cm Calculé : 25 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure :	Maximum : 25 cm Calculé : 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure :	Maximum : 40 cm Calculé : 30 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure :	Maximum : 40 cm Calculé : 10 cm	Vérifiée
Séparation minimale entre barres : Norme EC-2. Article 8.2 (2)	Minimum : 3.5 cm	
- Armature transversale inférieure :	Calculé : 25 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure :	Calculé : 15 cm	Vérifiée

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE  
BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Référence : Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante) : MUR		
Vérification	Valeurs	État
- Armature longitudinale inférieure :	Calculé : 30 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure :	Calculé : 10 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique minimum :		
- Armature longitudinale supérieure : Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (1)	Minimum : 0.0013 Calculé : 0.00185	Vérifiée
- Armature transversale supérieure : Norme EC-2. Article 9.3.1.1 (2)	Minimum : 0.00026 Calculé : 0.00123	Vérifiée
Pourcentage mécanique minimal :		
- Armature transversale supérieure : Norme EC-2. Article 5.4.2.1	Minimum : 0.0012 Calculé : 0.00123	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle :		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'arrière : 2233.80 kN·m/m		

**13.- VÉRIFICATIONS DE STABILITÉ (CERCLE DE GLISSEMENT LE PLUS DÉFAVORABLE)**

Référence : Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): Mur bajoyer		
Verification	Valeurs	État
Cercle de glissement le plus défavorable : Valeur introduite par l'utilisateur. Combinaisons sans séisme: -Phase : Coordonnées du centre du cercle (1.07 m ; 8.30 m) - Rayon: 19.99 m:	Minimum: 1.8  Calculé: 3.034	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		

**Annexe V : Etude d'impact environnementale et social**

Tableau : grille de référence pour l'évaluation des impacts

Importance	Critère		
	Intensité	Portée	Durée
<b>Majeure</b>	Forte	Régionale	Long terme
	Forte	Régionale	Moyen terme
	Moyenne	Régionale	Long terme
	Forte	Locale	Long terme
<b>Modéré</b>	Forte	Régionale	Courte terme
	Moyenne	Régionale	Moyen terme
	Moyenne	Régionale	Courte terme
	Faible	Régionale	Long terme
	Faible	Régionale	Moyen terme
	Forte	Locale	Moyen terme
	Forte	Locale	Courte terme
	Moyenne	Locale	Long terme
	Moyenne	Locale	Moyen terme
	Faible	Locale	Long terme
	Forte	Ponctuelle	Long terme
	Forte	Ponctuelle	Moyen terme
	Moyenne	Ponctuelle	Long terme
	<b>Mineure</b>	Faible	Régionale
Moyenne		Locale	Courte terme
Faible		Locale	Moyen terme
Faible		Locale	Courte terme
Forte		Ponctuelle	Courte terme
Moyenne		Ponctuelle	Courte terme
Moyenne		Ponctuelle	Moyen terme
Faible		Ponctuelle	Long terme
Faible		Ponctuelle	Moyen terme
Faible		Ponctuelle	Courte terme

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**

✚ Evaluation des impacts du projet de réhabilitation du barrage de Anekar

Composante	Impacts	Evaluation d'importance des impacts				
		Nature	Intensité	Portée	Durée	Importance
<b>PHASE D'INSTALLATION ET DES TRAVEAUX</b>						
<b>Milieu biophysique</b>						
Sol	Pollution de sol par les déchets solides et liquides (huile de vidange, carburants, graisse et matériels)	Négative	Faible	Ponctuelle	Courte terme	Mineur
	Tassement	Négative	Faible	Ponctuelle	Moyen terme	Mineur
	Destruction du sol dans les zones d'emprunts	Négative	Forte	Locale	Long terme	Majeure
Air	Altération de la qualité de l'air	Négative	Faible	Ponctuelle	Courte terme	Mineur
Eau de surface	Pollution de l'eau par les déchets solides et liquides (huile de vidange, carburants, graisse et matériels)	Négative	Faible	Ponctuelle	Courte terme	Mineur
	Baisse de la qualité des eaux	Négative	Faible	Ponctuelle	Courte terme	Mineur
eau souterrain	Pollution par de déchets, huiles de vidange...etc	Négative	Faible	Locale	Courte terme	Mineure
<b>Milieu biologique</b>						
Végétation	Diminution de l'activité de photosynthèse due au dépôt des poussières sur la végétation	Négative	Faible	Ponctuelle	Courte terme	Mineure
	Pertes de nombreuses espèces végétales	Négative	Moyenne	Ponctuelle	Moyen terme	Modéré
	Reconstruction de la flore abondante et diversifiée	Positive	Forte	Locale	Long terme	Majeure
Faune	Eloignement de la faune dû aux bruits des engins	Négative	Forte	Locale	Courte terme	Majeure

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**

	Perturbation des habitats de reproduction	Négative	Faible	Ponctuelle	Courte terme	Mineur
	Pertes des habitats	Négative	Moyenne	Ponctuelle	Courte terme	Mineur
<b>Milieu Humain</b>						
Population	Perte de champs cultivable	Négative	Forte	Ponctuelle	Moyen terme	Modéré
	Risque de frustration des populations qui seront déplacées	Négative	Faible	Locale	Moyen terme	Majeure
Main d'œuvre	Création d'emplois temporaire par des recrutements au sein des entreprises	Positive	Moyenne	Locale	Long terme	Majeure
Activités économiques	Amélioration des revenus de la population locale	Positive	Moyenne	Locale	Long terme	Majeure
	Accroissement des chiffres d'affaires pour les entreprises	Positive	Moyenne	Locale	Courte terme	Majeure
Santé-sécurité	Risque de recrudescence des IST et du SIDA	Négative	Moyenne	Régionale	Modéré	Modéré
	Risques d'accidents de travail	Négative	Faible	Ponctuelle	Courte terme	Mineur
<b>PHASE D'EXPLOITATION</b>						
<b>Milieu biophysique</b>						
Sol	Modification de la dynamique physico-chimique des sols	Négative	Faible	Ponctuelle	Courte terme	Mineur
Eau	Disponibilité d'une d'eau pour les besoins et recharge de la nappe et amélioration de la productivité des forages environnants	Positif	Forte	Locale	Longue terme	Majeure
<b>Milieu biologique</b>						
Végétation	Mort de la végétation naturelles et des plantations ne supportant pas l'immersion prolongée.	Négatif	Faible	Locale	Longue terme	Modéré

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**

Faune	Recolonisation du site par la faune aquatique (batraciens, insectes, crocodiles etc) et les animaux sauvages	Positif	Moyenne	Locale	Longue terme	Modéré
Milieu Humain						
	Développement de la pêche avec la présence d'eau	Positif	Moyenne	Locale	Longue terme	Modéré
	Risque d'inondation et perte de fonciers	Négatif	Faible	Locale	Longue terme	Modéré
Activités économiques	Amélioration des conditions vie des femmes à travers des activités génératrices de revenus (Transformation locale des produits agricoles et piscicoles).	Positif	Moyenne	Locale	Longue terme	Modéré
	Intensification des activités économiques et commerciales	Positive	Moyenne	Locale	Moyen terme	Majeure
Sante-sécurité	Possible développement de maladies hydriques (paludisme, bilharziose etc) et risques de noyades.	Négatif	Faible	Ponctuelle	Longue terme	Modéré

**Plan de gestion environnemental et social**

**Tableau :** synthèse de plan de gestion environnementale et sociale

Milieu	Composan	Impacts Potentiels Négatifs	Mesure d'atténuation	Acteur de mise en œuvre	Acteurs de suivi	Acteurs de Surveillance	Moyens de vérification	Période
		<b>Impacts environnementaux phase de construction</b>						

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**

<b>Physique</b>	<b>Air</b>	Altération de la qualité de l'air généré par les engins et voiture des personnels (poussière, fumée)	Arrosage des sites et entretien régulière des engins de terrassement.	Entreprise	Mairie	Comité locale de l'eau	Visite technique des engins de terrassement, Visite du site pour s'assurer que la zone est arrosée	Une fois par semaine pour la visite technique des engins et chaque jour pour l'arrosage
	<b>Sols</b>	Mise à nue du sol dans les carrières d'emprunt, risques de pollution des sols par les déchets liquides et solides des chantiers (huile de vidange, carburants, et matériels)	Prendre des précautions nécessaires afin de remettre en place la terre arable décapée.	Entreprise	Mairie	Cellules de gestion environnementale		Après les travaux et pendant les travaux
	<b>Eau de surface</b>	Baisse de la qualité des eaux, due à la pollution par des déchets solides et liquides en provenance des chantiers.	Collecte et élimination des déchets liquides et solides dans les chantiers Prévoir des installations sanitaires pour le personnel du chantier	Entreprise	Mairie/ le ministère de la santé	Comité locale de l'eau	Visite sur le site pour vérifier que les déchets sont éliminés	Pendant la phase des travaux
	<b>Eau</b>	Risque de pollution de l'eau souterrain par infiltration de déchets (solide, liquide)	Collecte et élimination des déchets liquides et solides dans les chantiers	Entreprise	Mairie/ le ministère de la santé	Comité locale de l'eau	Visite sur le site pour vérifier que les déchets sont éliminés	Pendant la phase des travaux

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**

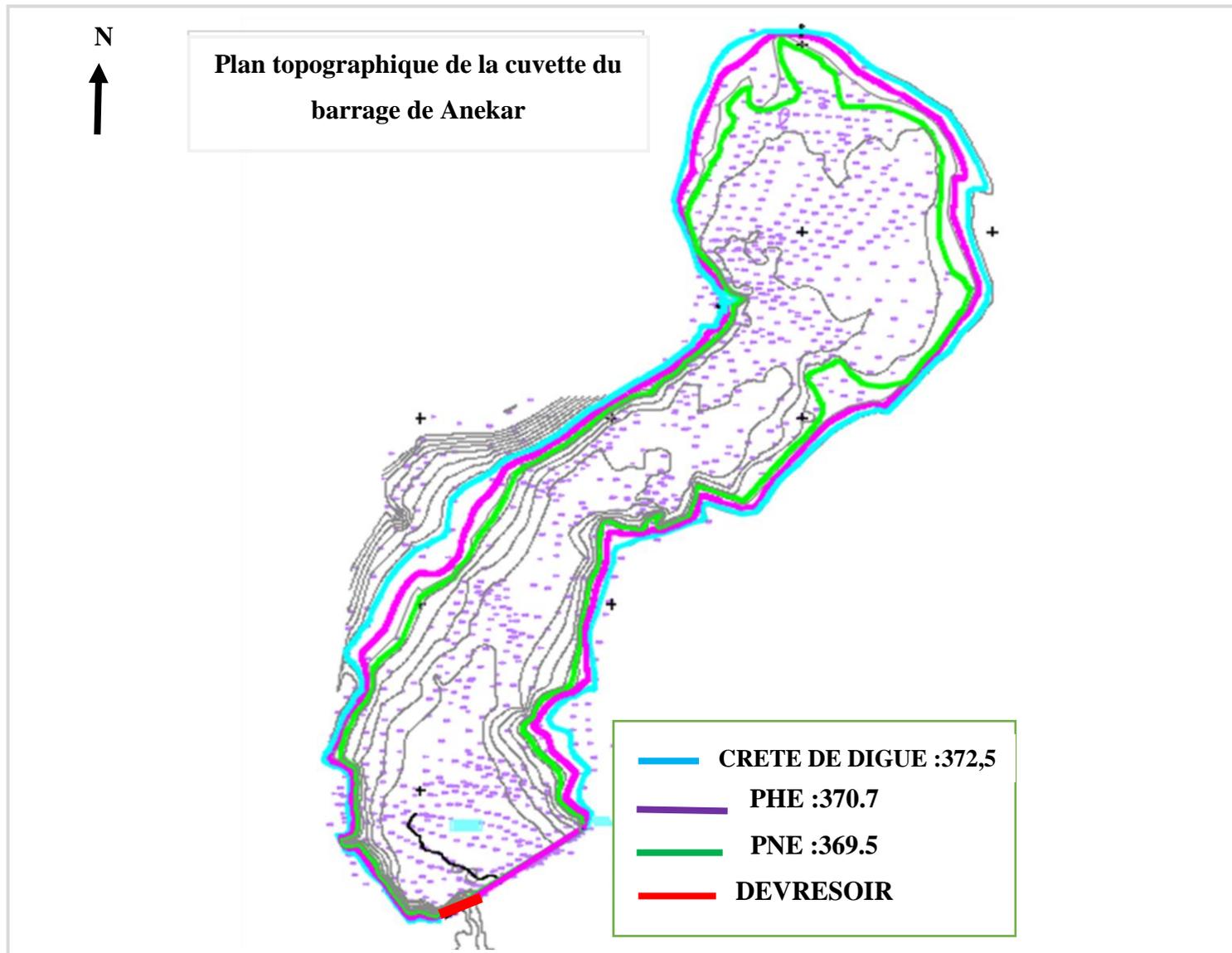
	<b>Végétation</b>	Pertes de nombreuses espèces végétales due a l'abattage sur l'emprise du barrage	Remplacer les espèces ligneuses abattues sur l'emprise des infrastructures par des plantations d'arbres	Entreprise	Mairie	Cellules de gestion environnementale	Effectuer une visite sur le site afin de s'assurer que les espèces abattues sont remplacées	Après les travaux
--	-------------------	--	---	------------	--------	--------------------------------------	---	-------------------

<b>Humaine</b>	<b>Population</b>	Risque de frustration des populations qui seront déplacées	Dédommagement des biens redistribution des terres après aménagement	Mairie	Etat /mairie	Contrôle étatique	Visite des riverains pour s'assurer qu'ils sont satisfaits du projet	Après les travaux
	<b>Main d'œuvre</b>	Risque de maladies tels IST/SIDA	Mettre en place un plan de communication et de prévention sur les IST/SIDA	Ministère de la santé	Agence locale de lutte contre les IST/SIDA	Mairie	Visite sur le site pour s'assurer que les ouvriers sont bien sensibilisés sur la maladie	Pendant les travaux
	<b>Circulation</b>	Risques d'accidents de circulation	-Mettre de panneaux de signalisation - Mettre des agents routiers pour réguler la circulation	Entreprise	Bureau de contrôle	Mairie	Visite du site pour s'assurer de la qualité sécuritaire	Pendant les travaux

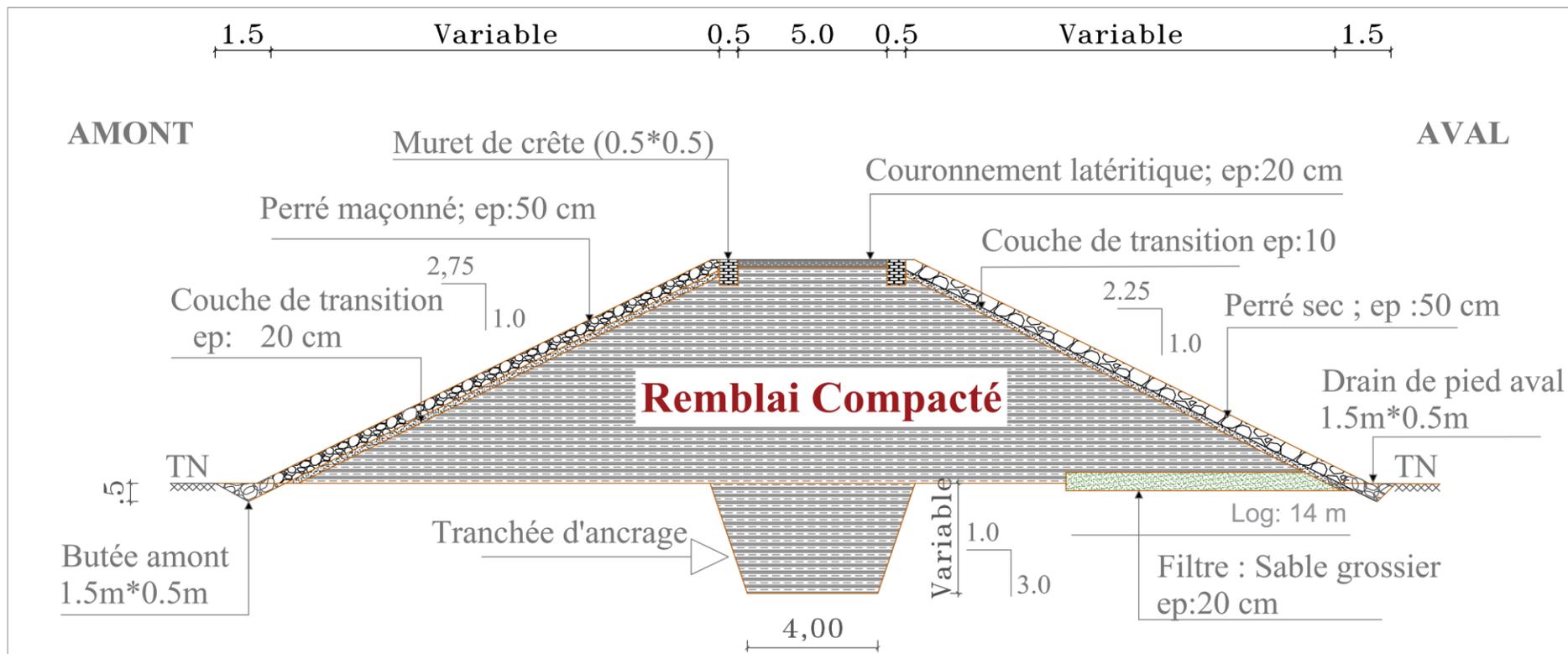
**ANNEXE VII: PIECES GRAPHIQUE**

1. Plan topographique de la cuvette du barrage de Anékar
2. coupe transversale type de la digue du Barrage de Anékar ;
3. Vue en plan et coupe transversale de l'ouvrage de prise ;

4. Coupe transversale de l'évacuateur de crue ;

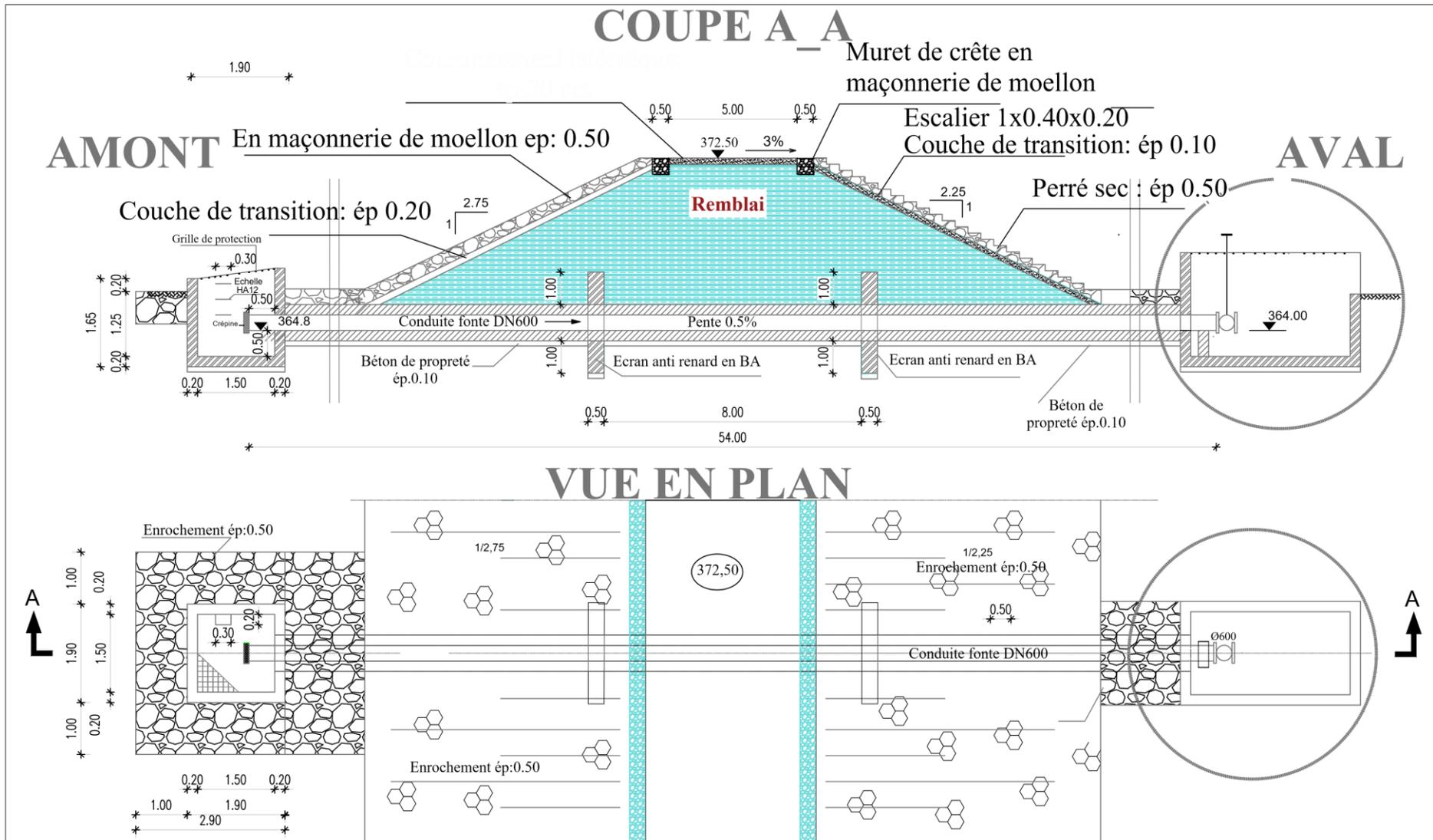


**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**



REPUBLIQUE DU NIGER	Réhabilitation du Barrage de BOUSSOUMA	Profil en travers type de la digue du Barrage	Date : Janv 2021
MINISTERE DE L'AGRICULTURE ET DE L'ELEVAGE. Direction Regionale de Génie Rural de Tahoua		Réaliser par Abdoul Azizi Zaidou	Plan N°2
			Coupe transversale

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**



REPUBLIQUE DU NIGER  
Ministère de l'agriculture de l'élevage

Direction Régionale de Génie Rural de Tahoua

Réhabilitation du Barrage de  
ANEKAR



Ouvrage de prise

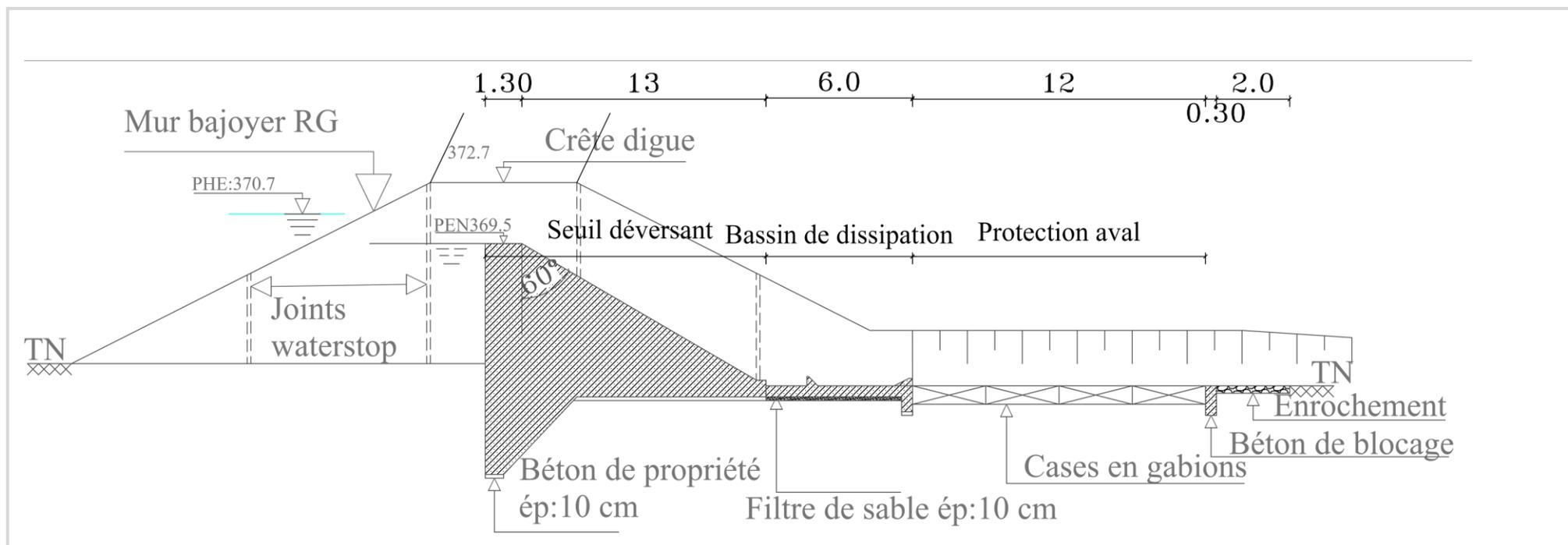
Réaliser par  
Abdoul Azizi Zaidou

Date: Janv. 2021

Plan N°3

Vue en plan et  
Coupe de l'ouvrage de prise

**ETUDES TECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLEE POUR LA REHABILITATION DE BARRAGE DE ANEKAR DANS LA COMMUNE DE AFFALA  
REGION DE TAHOUA AU NIGER**



<p>REPUBLIQUE DU NIGER MINISTERE DE L'AGRICULTURE ET DE L'EVAGE</p>	<p>Réhabilitation du Barrage de Anékar</p>	<p>Coupe transversale de l'évacuateur de crue</p>	<p>Date : Janv 2021</p>
<p>----- Direction Régionale de Génie Rural de Tahoua</p>		<p>Réaliser par Abdoul Azizi Zaidou</p>	<p>Plan N°4</p>



