



**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE CONCEPTION D'UN BARRAGE ET D'UN  
AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE DANS LE VILLAGE DE GOUPANA**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN  
GENIE CIVIL HYDRAULIQUE**

**OPTION : INFRASTRUCTURE ET RESEAU  
HYDRAULIQUE**

Présenté et soutenu publiquement le 16/01/2019

Par : **Christian PARE N°20160098**

**Directeur de Mémoire:** Docteur Amadou KEITA

**Maître de Stage :** Aïssa NACANABO Chef de service entretien maintenance et sécurité/DGIH

**Jury d'évaluation du stage :**

Président : **Docteur Malicki ZOROM**

Membre et correcteurs : **M. Moussa LO**

**M. Cesaire HEMA**



## **DEDICACES :**

Je dédie ce présent mémoire de fin de cycle à :

- ❖ A ma fille bien aimée Bernice Zafira ;
- ❖ A mon épouse Aissa ;
- ❖ A mes parents ;
- ❖ A mes deux sœurs ;
- ❖ A mes deux bien aimé tantes : Madeleine et Mireille, sources d'espoir ;
- ❖ A tonton fongui ;
- ❖ A mes proches et amis qui m'ont soutenu.

## **CITATION**

**« LE DESESPOIR EST LA  
SEULE ERREUR QUI NE  
PUISSE ETRE PARDONNEE »**

## REMERCIEMENTS

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

- ❖ L'Institution 2ie, pour la qualité de son programme de formation,
  - ❖ Dr Amadou KEITA, mon Directeur de Mémoire au 2iE, pour son assistance, sa disponibilité et tous les conseils prodigués tout au long de ce présent mémoire ;
  - ❖ Mr O.Patrice GUISSOU Directeur Général des Infrastructures Hydraulique, pour nous avoir donné l'opportunité d'effectuer notre stage dans sa structure ;
  - ❖ Mme NACANABO Aicha, mon maître de stage, pour son assistance, sa disponibilité et tous les conseils prodigués tout au long de ce présent mémoire ;
  - ❖ Le personnel de la DGIH, pour les soutiens et encouragement ;
  - ❖ Mr Saouto aley, pour nous avoir facilité l'accès à des données liées à l'étude nécessaires à l'élaboration du mémoire ;
  - ❖ Mr TANGA Martin de la Direction Général des Infrastructure Hydraulique (DGIH), pour nous avoir fourni des données liées à l'étude nécessaires à l'étude ;
  - ❖ Tous nos amis et camarades de 2iE ;
  - ❖ Tous le corps professoral de 2iE en particulier ceux qui ont contribué à notre formation ;
- A tous ceux qui de près ou de loin, ont œuvré pour l'aboutissement de ce travail et de notre formation, veuillez recevoir notre profonde gratitude

## RESUME

Ce mémoire est une étude technique de la conception d'un barrage, et d'un aménagement hydro-agricole dans le village de Goupana, situé dans la Région du Centre du Burkina Faso. Il permettra de remédier à la problématique d'absence de retenue d'eau pour l'agriculture et d'optimiser son exploitation par des techniques modernes d'irrigation dans le village.

La méthodologie a été axée sur la collecte des données de base, composées d'images satellitaires, de paramètres météorologiques, des données de sol, d'observations visuelles, etc. Les logiciels (arcgis, minitab, excel, hyfran, spaw etc.) ont été utilisés pour le traitement et l'analyse des données. Les dimensionnements ont été conduits en utilisant les formules des cours de barrage, d'aménagement et de la bibliographie collectée.

Le barrage sera réalisé à l'exutoire d'un bassin versant de **48,09 Km<sup>2</sup>**, sur son cours d'eau principal. Il sera en terre homogène d'une longueur totale (sans le déversoir) de **1 610 m** et d'une hauteur de **7m à la côte 303m**. Le déversoir est en béton de profil Craeger avec une hauteur de **5m** à la côte **301m**. Son volume au déversement sera de **3 037 144 m<sup>3</sup>**. Ce volume permettra après les pertes en évaporation et infiltration de satisfaire durant les huit mois secs d'une part les prélèvements humains pour des activités diverses et des besoins pastoraux estimé à **29 117 m<sup>3</sup>** d'autre part à assurer les besoins en eau agricoles estimés à **837021m<sup>3</sup>**.

La Durée de Retour sur Investissement est 27ans, la durée de vie l'ouvrage étant estimée à 50 ans on peut dire que l'investissement sera rentable.

### Mots Clés :

**1- Aménagement    2 - Barrage    3- Irrigation**

**ABSTRACT**

This thesis is a technical study of the design of a dam, and a hydro-agricultural development in the village of Goupana, located in the Central Region of Burkina Faso. It will address the problem of lack of water retention for agriculture and optimize its exploitation by modern irrigation techniques in the village.

The methodology focused on collecting basic data, consisting of satellite images, meteorological parameters, soil data, visual observations, and so on. Software (arcgis, minitab, excel, hyfran, spaw etc.) are the tools used for data processing and analysis. The sizing was conducted using the formulas of the dam courses, development and bibliography collected

The dam will be built at the outlet of a **48.09 km<sup>2</sup>** catchment area on the main stream, tributary of Massili. It will be homogeneous earth of a total length (without the spillway) of **1 610 m** and a height of **7m** at the coast **303m**. The spillway is concrete profile craeger with a height of 5m to the coast **301m**. Its spill volume will be **3 037 144 m<sup>3</sup>**. This volume will allow after evaporation and infiltration losses to satisfy during the eight months on the one hand the human samples for various activities and pastoral needs estimated at **29 117 m<sup>3</sup>** on the other hand to ensure the agricultural water needs estimated at **837021m<sup>3</sup>**.

The IRD is 24-year, and The duration of the work being estimated at 50 years we can say that the investment will be profitable.

**Keys Words :**

---

**1 – Aménagement**

**2 – Dam**

**4- Irrigation**

## Table des matières

<b>DEDICACES :</b> .....	i
<b>REMERCIEMENTS</b> .....	ii
<b>RESUME</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	iv
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	ix
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	x
<b>LISTE DES ABREVIATIONS</b> .....	xi
<b>LISTE DES SYMBOLES</b> .....	xii
<b>PARTIE 1: PIECES ECRITES</b> .....	xiii
<b>CHAPITRE 1 : MEMOIRE EXPLICATIF DE L'APD</b> .....	xvi
<b>I. INTRODUCTION</b> .....	1
<b>II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DE LA ZONE D'ETUDE</b> ....	2
<b>A. STRUCTURE DE STAGE</b> .....	2
1. Fondement juridique.....	2
2. Domaines de compétences et missions.....	2
<b>B. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b> .....	3
1. Situation générale de la zone d'étude .....	3
1.1. Géographie .....	3
1.2. Administratif .....	4
1.3. Situation socio-économique .....	4
2. Caractéristiques du milieu biophysique.....	5
2.1. Hydrographie.....	5
2.2. Géologie .....	6
2.3. Pédologie .....	6
2.4. Le climat et pluviométrie.....	7
2.5. La végétation .....	7
2.6. Topographie.....	8
<b>III. PRESENTATION DU PROJET</b> .....	9
<b>A. CONTEXTE</b> .....	9
<b>B. JUSTIFICATION</b> .....	9
<b>C. DONNEES DE BASE</b> .....	9
1. Description des stations et des données utilisées.....	10
1.1. Donnée SIG-Burkina .....	10
<b>IV. METHODOLOGIE DE CONCEPTION</b> .....	11

A.	METHODOLOGIE :	11
1.	Formules pour les études base	11
1.1.	Détermination des indices de pluies	11
1.2.	Méthode Orstom	11
1.3.	Méthode CIEH	12
1.4.	Méthode Gradex	12
1.5.	Crue de rupture du barrage	13
1.6.	Dépôts solides	13
2.	Formules pour le dimensionnement du barrage	13
2.1.	Digue	13
2.2.	Déversoir	14
2.3.	Débit de Maning-Strickler	16
3.	Formules pour dimensionnement préliminaire et final de l'aménagement	16
3.1.	Formule pour dimensionnement préliminaire	16
3.2.	Formule pour dimensionnement final	18
3.3.	Formules de dimensionnement des conduites	18
4.	Les abaques	19
B.	Matériels	20
<b>V.</b>	<b>ETUDE TECHNIQUE</b>	<b>21</b>
A.	ETUDES DE BASE	21
1.	Hydrologie	21
1.1.	Analyse Fréquentielle des pluies	21
1.2.	Caractéristiques morphométriques du bassin de Goupana	24
1.3.	Prédétermination des crues	25
2.	Etudes Géotechniques	27
3.	Etude de la retenue (apports et pertes)	28
3.1.	Evaluation des apports liquides (Ve)	28
3.2.	Évaluation des besoins en eau	29
3.3.	Les Pertes en eau	30
3.4.	Courbes caractéristiques de la retenue : courbes Hauteurs – volumes –surfaces	31
4.	Discussion et analyse	33
B.	ETUDES TECHNIQUES DE BASE DE L'AMENAGEMENT	34
1.	Etude topographique	34
2.	Etudes de reconnaissance des sols	34
3.	Discussion et analyse	35

<b>C.</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE</b> .....	<b>36</b>
1.	Digue .....	36
1.1.	Dimensions de la digue .....	36
1.2.	Tranchée d’ancrage et d’étanchéité .....	36
1.3.	Ecoulement interne : .....	36
1.4.	Protection des talus.....	37
2.	Evacuateur de crue .....	37
2.1.	Déversoir : .....	38
2.2.	Bajoyers :.....	38
2.3.	Dissipateur d’énergie :.....	39
3.	Etude des stabilités .....	39
3.1.	Digue .....	39
3.2.	Déversoir et bajoyer .....	40
4.	Discussion et analyse.....	40
<b>D.</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DE L’AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE</b> .....	<b>41</b>
1.	Dimensionnement préliminaire .....	41
1.1.	Caractéristique des cultures .....	41
1.2.	Localisé .....	42
1.3.	Aspersion.....	43
2.	Dimensionnement final .....	44
2.1.	Localisé .....	44
2.2.	Aspersion.....	46
2.4.	Calcul de hauteur manométrique.....	47
2.5.	Discussion et analyse.....	47
3.	Bassin de décantation .....	48
4.	L’ouvrage de prise d’eau et de vidange.....	48
5.	Drainage de l’aménagement: .....	49
6.	Station de pompage .....	50
7.	Choix du type d’alimentation .....	51
<b>VI.</b>	<b>ETUDE DES COÛTS</b> .....	<b>52</b>
A.	COÛT ESTIMATIF DU BARRAGE .....	52
B.	COÛT ESTIMATIF DE L’AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE .....	52
C.	ESTIMATION DE LA DUREE DE RETOUR SUR INVESTISSEMENT (DRI) .....	53
<b>VII.</b>	<b>NOTICE ENVIRONNEMENTALE</b> .....	<b>54</b>
A.	IDENTIFICATION ET EVALUATION DES IMPACTS .....	54

B.	PLAN DE GESTION DES RISQUES .....	55
C.	PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....	56
1.	Plan de gestion environnemental.....	56
1.1.	Surveillance environnemental .....	56
1.2.	Suivi environnemental.....	57
2.	Plan de gestion et d'entretien des ouvrages.....	57
3.	Discussion et analyse.....	57
<b>VIII.</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>58</b>
<b>IX.</b>	<b>RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES</b> .....	<b>59</b>
<b>X.</b>	<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	<b>60</b>
	<b>Bibliographie</b> .....	<b>60</b>
<b>XI.</b>	<b>ANNEXES</b> .....	<b>61</b>
	Annexe I : NOTICE ENVIRONNEMENTALE .....	62
	Annexe II : DONNEES METEOROLOGIQUES .....	78
	Annexe III : RESULTATS DES DOUBLE ANNEAU .....	83
	Annexe IV : RESULTATS DES AJUSTEMENTS DES PLUIES .....	89
	Annexe V : DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX.....	92
	Annexe VI : POMPES ET GROUPES ELECTROGENES .....	99
	Annexe VII : ORGANIGRAMMES DE DIMENSIONNEMENTS DE L'AMENAGEMENT ....	101
	Annexe VIII : RESULTAT DU DIMENSIONNEMENTS PRIMAIRE DE L'AMENAGEMENT .....	103
	Annexe IX : RESULTAT DU DIMENSIONNEMENTS FINAL DE L'AMENAGEMENT .....	107
	Annexe X : REPARTITION PARCELLAIRE DE L'AMENAGEMENT .....	123
	Annexe XI : LES ABAQUES .....	126
	Annexe XII : Résultats prédétermination des crues .....	129
	<b>CHAPITRE 2 : NOTES DE CALCUL</b> .....	<b>130</b>
	Annexe XIV : SOLAIRE PHOTOVOLTAIQUE (pour mémoire).....	200
	<b>PARTIE 1: PIECES DESSINEES</b> .....	<b>cciii</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:Situation des stations et données météorologiques utilisées .....	10
Tableau 2:Caractéristiques morphométriques du bassin de goupana:.....	24
Tableau 3:Paramètres de prédétermination de crue.....	25
Tableau 4:résultat méthode orstom .....	26
Tableau 5:Résultat méthode CIEH.....	26
Tableau 6:Tableau de synthèse du débit de crue par les méthodes empiriques.....	27
Tableau 7:Liste des débits de pointe retenus à l'issue de la prédétermination.....	27
Tableau 8:Apports liquides .....	28
Tableau 9 : besoin agricole.....	29
Tableau 10 : besoin mensuel en eau du pastoral .....	29
Tableau 11:Les besoins humains en eaux .....	30
Tableau 12:évaporation mensuelle moyenne de la période 1987-2016 .....	30
Tableau 13 : infiltration dans la cuvette du barrage .....	30
Tableau 14:pertes par sédimentation .....	31
Tableau 15:caractéristiques de la cuvette .....	32
Tableau 16:Données d'exploitation de la retenue .....	33
Tableau 17:données d'Infiltration du sol.....	34
Tableau 18 : données d'humidités du sol .....	35
Tableau 19 : caractérisation de la nature du sol .....	35
Tableau 20: caractéristiques de la digue ; (Cf. Annexe XIII).....	36
Tableau 21:caractéristiques du drain (Cf. Annexe XIII) .....	37
Tableau 22: caractéristiques du déversoir (Cf. Annexe XIII) .....	38
Tableau 23: caractéristiques du mûr bajoyer (Cf. Annexe XIII).....	39
Tableau 24:caractéristiques du bassin de dissipation (Cf. Annexe XI).....	39
Tableau 25:Caractéristiques des cultures ; Source : cropwat .....	41
Tableau 26:Résultat dimensionnement préliminaire localisé ; (Cf. Annexe VIII).....	42
Tableau 27:Résultat dimensionnement préliminaire aspersion ; (Cf. Annexe VIII) .....	43
Tableau 28 caractéristiques du goutteur choisi ; (Cf. Annexe IX): .....	44
Tableau 29:caractéristiques des asperseurs .....	46
Tableau 30:caractéristique du bassin de décantation ; (Cf. Annexe XIII).....	48
Tableau 31:débit des colatures .....	49
Tableau 32:dimensions des colatures .....	49
Tableau 33: caractéristiques des pompes ; source : catalogue NOLH_50HZ .....	50
Tableau 34:Coût estimatif des travaux du barrage .....	52
Tableau 35:cout de l'aménagement hydro-agricole.....	53
Tableau 36:détermination de la DRI .....	53
Tableau 37:identification et évaluation des impacts.....	54
Tableau 38:Plan de gestion des risques .....	55

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Carte de situation géographique ; source : SIG-Burkina .....	3
Figure 2:Communes du bassin de goupana ; Source : SIG-Burkina .....	4
Figure 3:Réseau hydrographique du bassin de goupana ; Source : SIG-Burkina.....	5
Figure 4:Classification réseau hydrographique ; Source : SIG-Burkina .....	6
Figure 5:Géologie du bassin de goupana ; Source : SIG-Burkina.....	6
Figure 6:Pédologie du Bassin de goupana ; Source : SIG-Burkina.....	7
Figure 7:Hypsométrie du bassin de goupana ; Source : SIG-Burkina.....	8
Figure 8:Évolution des indices de pluie annuelle de la période 1986-2016.....	22
Figure 9:Evolution IPJ max mensuel .....	23
Figure 10:Évolution des IPJmax de la période 1987-2016.....	23
Figure 11:hydrogramme de crue Orstom .....	26
Figure 12:hydrogramme de crue méthode CIEH .....	26
Figure 13:Hydrogramme de crue du projet .....	27
Figure 14:Courbe Hauteur-volume.....	32
Figure 15: courbe Hauteur-Surface .....	32
Figure 16:Courbe d'exploitation du barrage ; Source : Annexe xiii .....	33
Figure 17:Détermination des Ksat des sols .....	35
Figure 18:Détermination des humidités des sols.....	35
Figure 19:Type de sol selon le Ksat ; Source : cours Dr KEITA .....	35
Figure 20:détermination de la canopée.....	45
Figure 21:détermination du nombre de goutteurs.....	45
Figure 22:choix des goutteurs ; Source : cours irrigation localisée Dr A. KEITA.....	45
Figure 23:Catalogue de choix des asperseurs ; Source : cours irrigation localisée Dr A. KEITA .....	46
Figure 24:point de fonctionnement .....	50
Figure 25:point de fonctionnement rive gauche et droite amont.....	51
Figure 26:point de fonctionnement rive gauche aval .....	51
Figure 27:Réalisation du double anneau ; Source : photo sortie terrain.....	59

## LISTE DES ABREVIATIONS

<b>2ie</b>	<i>Institut international d'Ingénierie et</i>
<b>APD</b>	<i>Avant-Projet Détaillé</i>
<b>DGIH</b>	<i>Direction Générale des Infrastructure Hydraulique</i>
<b>CIEH</b>	<i>Comité interafricain d'études hydrauliques</i>
<b>DGM</b>	<i>Direction Générale de la Météorologie</i>
<b>EIER</b>	<i>Ecole Inter Etat de l'Équipement Rural</i>
<b>HMT</b>	<i>Hauteur Manométrique Totale</i>
<b>NPSH</b>	<i>Charge net à l'aspiration</i>
<b>NPSH<sub>d</sub></b>	<i>Charge Net à l'Aspiration disponible</i>
<b>OMM</b>	<i>Organisation Mondiale de la Métrologie</i>
<b>ORSTOM</b>	<i>Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer</i>
<b>PEN</b>	<i>Plan d'Eau Normal</i>
<b>PHE</b>	<i>Plus Hautes Eaux</i>
<b>PVC</b>	<i>Polychlorure de vinyle</i>

## LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Unité	Définition
<b>BMP</b>	<i>mm</i>	Besoin maximum de pointe
<b>Qe</b>	<i>l/s/ha</i>	Débit d'équipement
<b>Qtot</b>	<i>m<sup>3</sup>/h</i>	Débit total
<b>Ns</b>		Nombre de poste
<b>IRn</b>	<i>mm</i>	Besoin net d'irrigation journalière
<b>C</b>		Coefficient de ruissellement
<b>D</b>	<i>m</i>	Diamètre
<b>D<sub>b</sub></b>	<i>mm</i>	Dose brute d'irrigation
<b>Ea</b>		Efficienc e d'irrigation
<b>ETM</b>	<i>mm</i>	Evapotranspiration maximale pour une irrigation par aspersion
<b>ETM<sub>loc</sub></b>	<i>mm</i>	Evapotranspiration maximale pour une irrigation localisée
<b>ETo</b>	<i>mm</i>	Evapotranspiration de référence
<b>F</b>	<i>j</i>	Fréquence d'irrigation
<b>G</b>	<i>m/s<sup>2</sup></i>	Accélération de la pesanteur
<b>Ha</b>	<i>m</i>	Hauteur d'aspiration
<b>H<sub>géo</sub></b>	<i>m</i>	Hauteur géométrique
<b>HMT</b>	<i>m</i>	Hauteur Manométrique Totale
<b>I</b>	<i>m/m</i>	Pente du radier des canaux
<b>Ja</b>	<i>m</i>	Perte de charge à l'aspiration
<b>Kc</b>		Coefficient cultural
<b>Kr</b>		Coefficient de réduction de couverture végétale
<b>Ks</b>	<i>mm/h</i>	Conductivité hydraulique à saturation du sol
<b>LR</b>	<i>mm</i>	Besoin de lessivage
<b>m</b>	<i>m/m</i>	Fruit des talus
<b>NPSH<sub>disponible</sub></b>	<i>m</i>	Charge Net à l'Aspiration disponible
<b>P</b>	<i>mm</i>	Pluie mensuelle
<b>T</b>	<i>j</i>	Tour d'eau
<b>RFU</b>	<i>mm</i>	Réserve en eau Facilement Utilisable
<b>RU</b>	<i>mm</i>	Réserve en eau Utile du sol
<b>Δh</b>	<i>m</i>	Perte de charge linéaire

# **PARTIE 1: PIECES ECRITES**

# CHAPITRE 1 : MEMOIRE EXPLICATIF DE L'APD

## I. INTRODUCTION

Goupana est un village de la commune rurale de PABRE situé à 35 km au nord de Ouagadougou, capitale politique du Burkina Faso. Le village est habité par 2857 habitants, dont 60% sont des jeunes de moins de 30 ans (source INSD). Le village est traversé par un cours d'eau, affluent du massili. Sous l'ère coloniale un bouli fut réalisé sur ce cours d'eau par les missionnaires catholiques, permettant aux habitants du village d'effectuer des cultures de contre saison notamment les cultures maraîchères, augmentant ainsi substantiellement leur revenu et améliorant leur condition de vie. De nos jours le bouli n'existe plus suite à des crues exceptionnelles. Ce qui constitue un manque à gagner pour les populations locales à majorité agriculteurs. La construction du barrage de Goupana est une opportunité de développement économique locale, donc contribue ainsi à la lutte contre la pauvreté en milieu rural. En effet, l'aval du barrage est actuellement une zone de culture maraîchère par des jeunes du village, cependant le défaut d'eau en quantité durant la saison sèche diminue le rendement et freine l'expansion des superficies exploitées. Le barrage permettra la création d'activités génératrices de revenus pour les habitants du village. Ceci grâce à l'exploitation de périmètres aménagés et irrigués avec l'eau du barrage pour la culture maraîchère notamment. L'augmentation de revenus des habitants grâce au développement du commerce de légumes et autres produits de l'exploitation des périmètres irrigués, améliorera le niveau de vie des habitants du village et réduira considérablement la pauvreté.

A cet effet une étude de conception technique sur la construction du barrage de Goupana a été commanditée par la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH). Dans le cadre du stage au sein de la DGIH pour le mémoire de fin de cycle de master nous traiterons de l'étude d'avant-projet détaillé (APD) de conception de ce barrage et d'un aménagement hydro-agricole. L'étude comportera : les études de base ; le dimensionnement du barrage ; l'étude de l'Aménagement ; la station de pompage ; le Plan de Gestion Environnemental et Social.

## II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

### A. STRUCTURE DE STAGE

#### 1. Fondement juridique

La Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques est une Direction centrale du ministère de l'Eau et de l'assainissement, créée selon le décret N°2016-342/PRES/PM/MEA du 04 mai 2016. Selon les dispositions de ce décret, le MEA comprend désormais 5 directions générales, qui sont des structures centrales qui exercent leurs missions sous le contrôle direct du Secrétariat Général :

- La Direction Générale des Etudes et Statistiques Sectorielles (DGESS)
- La Direction Générale de l'Assainissement (DGA)
- La Direction Générale de l'Eau Potable (DGEP)
- **La Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH)**
- La Direction Générale des Ressources en Eau (DGRE)

#### 2. Domaines de compétences et missions

La DGIH a pour mission d'élaborer et de suivre la mise en œuvre des politiques et les stratégies nationales dans les domaines des infrastructures hydrauliques (ouvrages de gestion, de mobilisation, de distribution des ressources en eau), en relation avec les structures du département et celles des ministères techniques concernées.

A ce titre, elle est chargée :

- Contribuer à élaborer et à mettre en œuvre la stratégie nationale de réalisation des infrastructures et ouvrages hydrauliques à des fins agricoles, pastorales, minières de développement des ressources aquatiques et de tout autre usage ;
- Mener toutes études de recherches nécessaires à la maîtrise et à la connaissance des infrastructures hydrauliques ;
- D'assurer pour le compte du ministère, la tutelle technique des projets et programmes ;
- D'élaborer les études des infrastructures et ouvrages hydrauliques de mobilisation des eaux

La DGIH est dirigée par un Directeur général nommé par décret pris en conseil de ministre ; elle comprend deux directions techniques :

- La Direction des Etudes et Travaux (DET) ;

- La Direction des Opérations de Maintenance des ouvrages hydrauliques (DMOH)  
Notre stage s'est déroulé à la Direction des Etudes et Travaux (DET).

## B. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

### 1. Situation générale de la zone d'étude

#### 1.1. Géographie

Goupana est un village de la commune rurale de Pabre, il relève de la province du Kadiogo situé dans la Région du Centre.

Le village est accessible depuis Ouagadougou soit par le sud-est à partir de la route nationale 22 N° 03 puis à gauche sur la route régionale N°12. Il est entouré du village de Gaskaye et de Zouma.

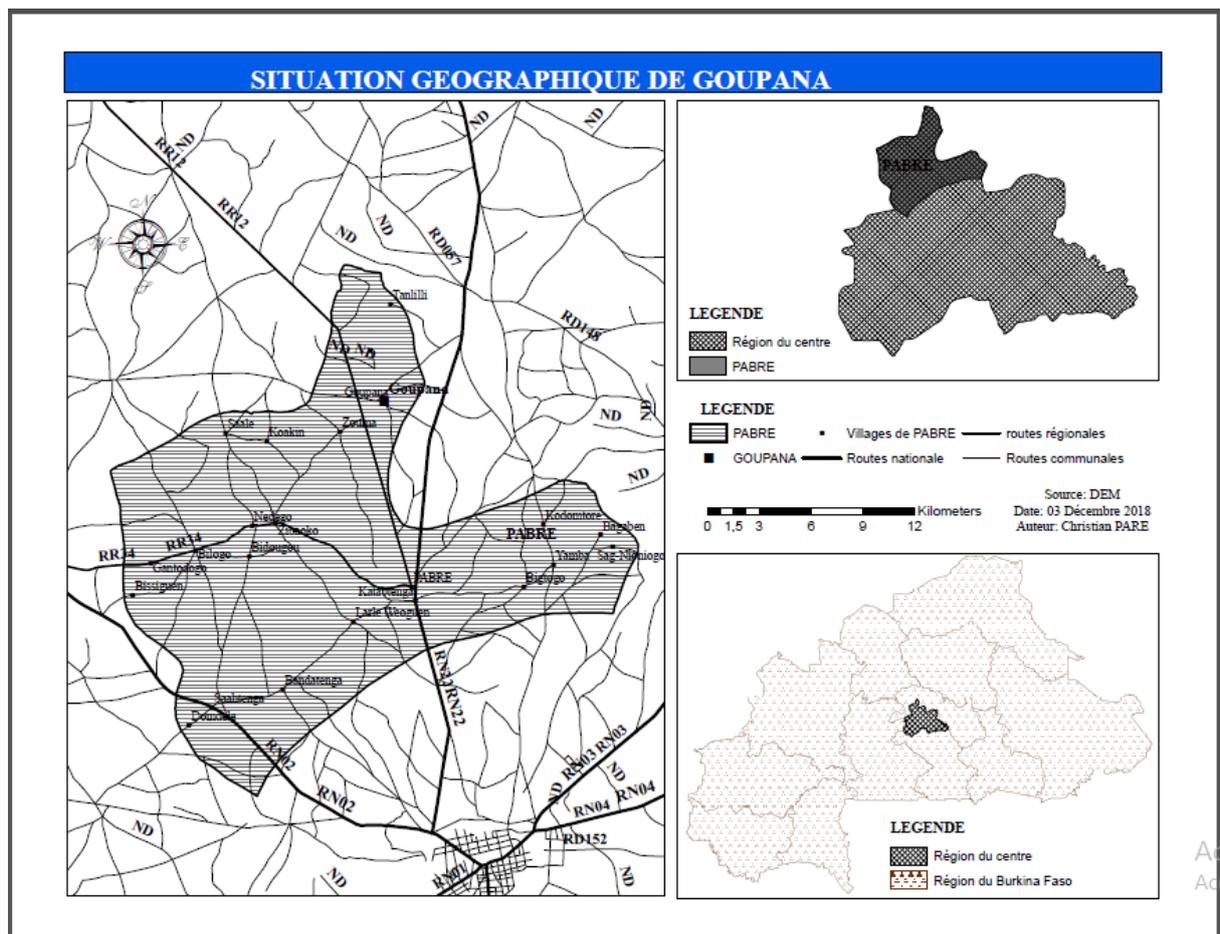


Figure 1: Carte de situation géographique ; source : SIG-Burkina

## 1.2. Administratif

L'organisation administrative se caractérise par la présence d'un Comité Villageois de Développement (CVD).

Le village relève de la compétence administrative de la préfecture de la commune de Pabre. Sur le plan coutumier, il existe un chef traditionnelle ainsi que des chefs de chaque quartier du village. Le village dispose d'un CSPS (Centre de Santé et de Promotion Sociale), d'une école primaire et d'un CEG (Collège d'Enseignement Général).

On compte cinq forages équipés de PMH (pompe à motricité humaine), et une AEPS (Adduction d'eau potable simplifiée) dans le village. Le taux d'accès à l'eau potable est estimé à 74% (INOH 2016). Aussi le village est alimenté en électricité par la SONABEL.

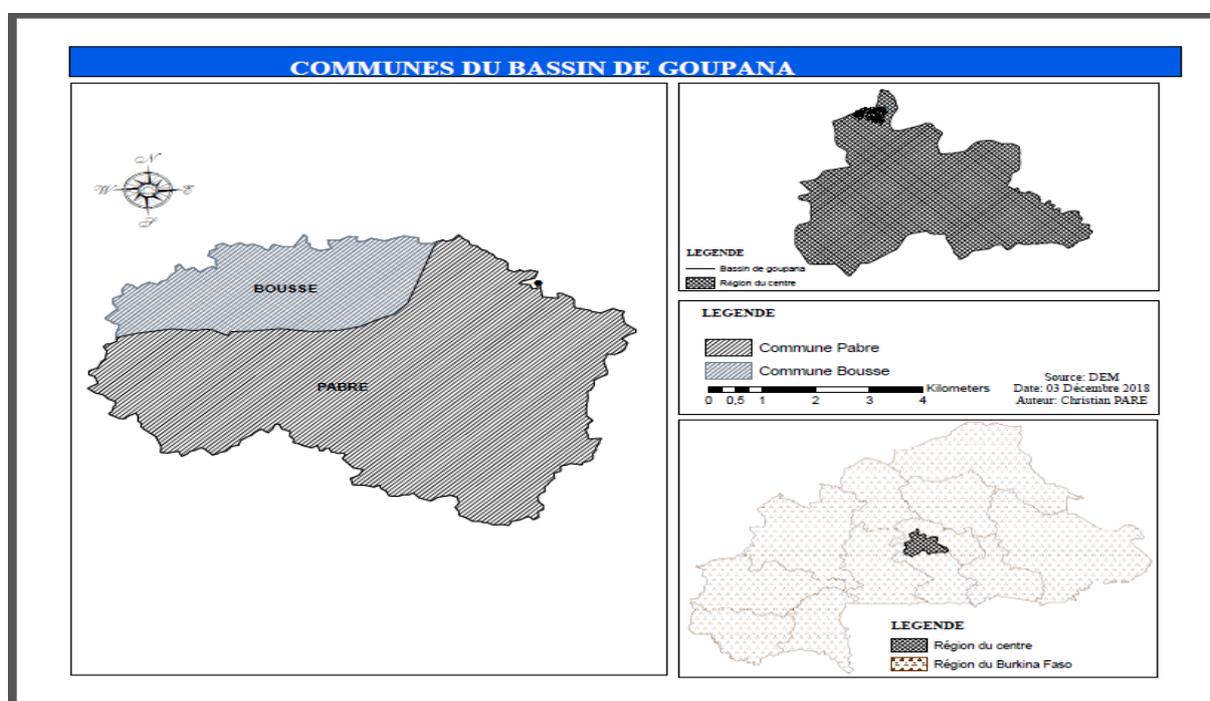


Figure 2: Communes du bassin de Goupana ; Source : SIG-Burkina

## 1.3. Situation socio-économique

Le recensement Général de la population en 2006 indique que Goupana regroupe 1827 habitants, cette population projetée en 2018 est de 2857 avec un taux d'accroissement de 3,5%.

L'activité principale de la population est l'agriculture extensive qui se caractérise par l'utilisation de l'énergie humaine et l'emploi d'outils rudimentaires, cette agriculture est pluviale donc fonction des aléas climatiques. Egalement l'élevage de bovins, d'ovins de caprins et de volaille y est pratiqué. En saison sèche les activités se concentrent autour de l'artisanat et du

commerce. Il existe un exode rural de jeunes vers Ouagadougou situé à 25 Km du village en saison sèche, à la recherche d'emplois saisonniers.

## 2. Caractéristiques du milieu biophysique

### 2.1. Hydrographie

La zone d'étude est un sous bassin versant du bassin du Nakanbé. Les eaux collectées par ce sous - bassin alimentent le Massili qui constitue un affluent du cours d'eau Nakanbé. Le cours d'eau du sous bassin versant se caractérise par son intermittence dû aux deux saisons de l'année, il est alimenté en saison pluvieuse par les eaux de ruissellement et s'assèche en période sèche.

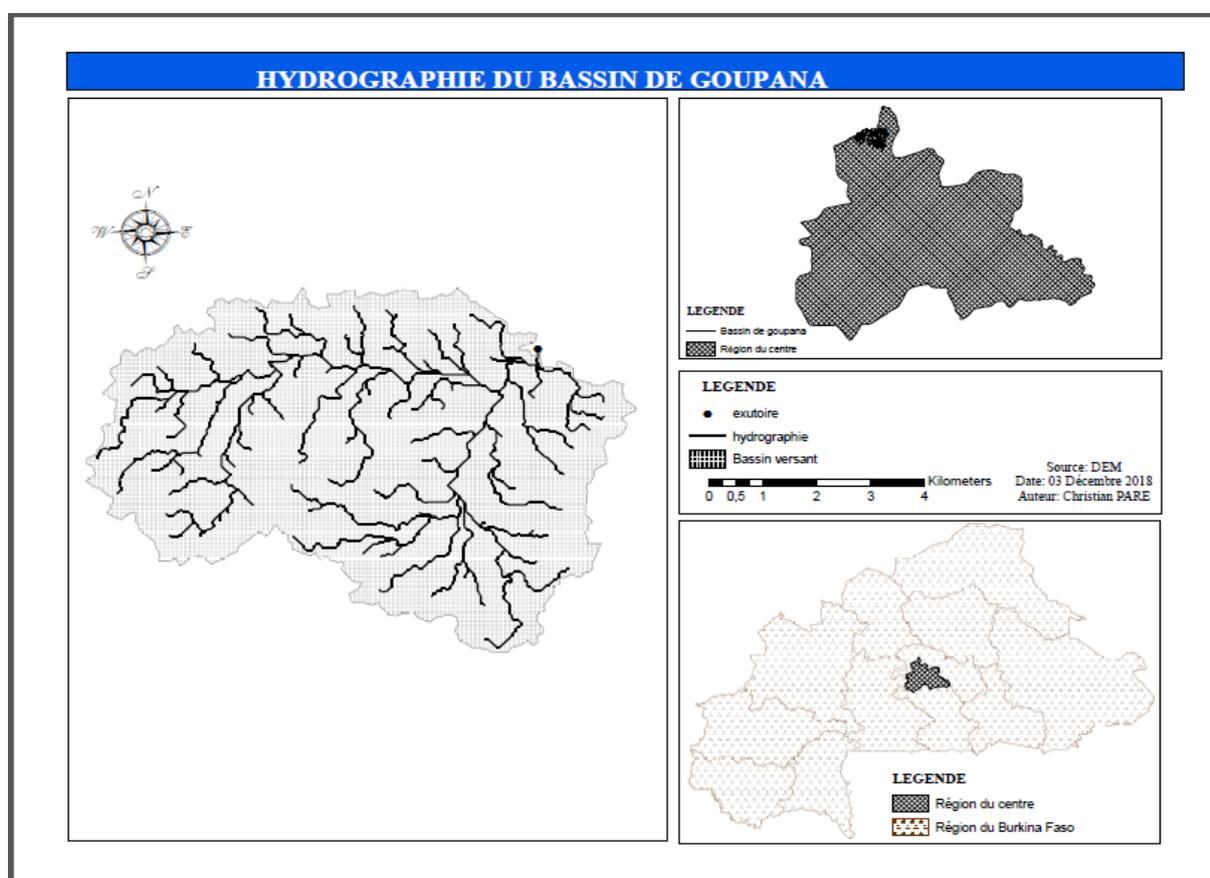


Figure 3: Réseau hydrographique du bassin de Goupana ; Source : SIG-Burkina

Les Modèles Numériques Terrestre obtenus grâce aux images satellitaires nous permettent de représenter le réseau hydrographique du sous bassin versant et de classer ses cours d'eau.

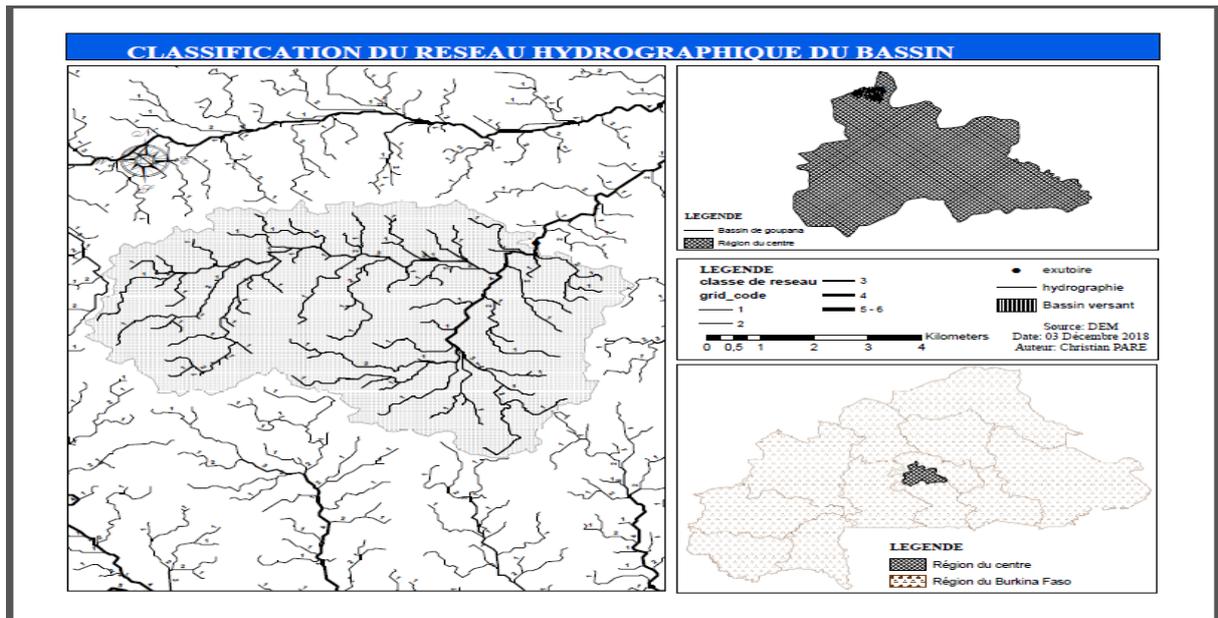


Figure 4: Classification réseau hydrographique ; Source : SIG-Burkina

## 2.2. Géologie

Le contexte géologique de la zone repose pour l'essentiel sur le socle cristallin ;

On distingue dans ce socle cristallin deux grandes unités litho stratigraphiques : l'Antébirimien essentiellement granitique et le birrimien composé de formations volcano-sédimentaires (basaltes, andésites, schistes, métamorphisées...).

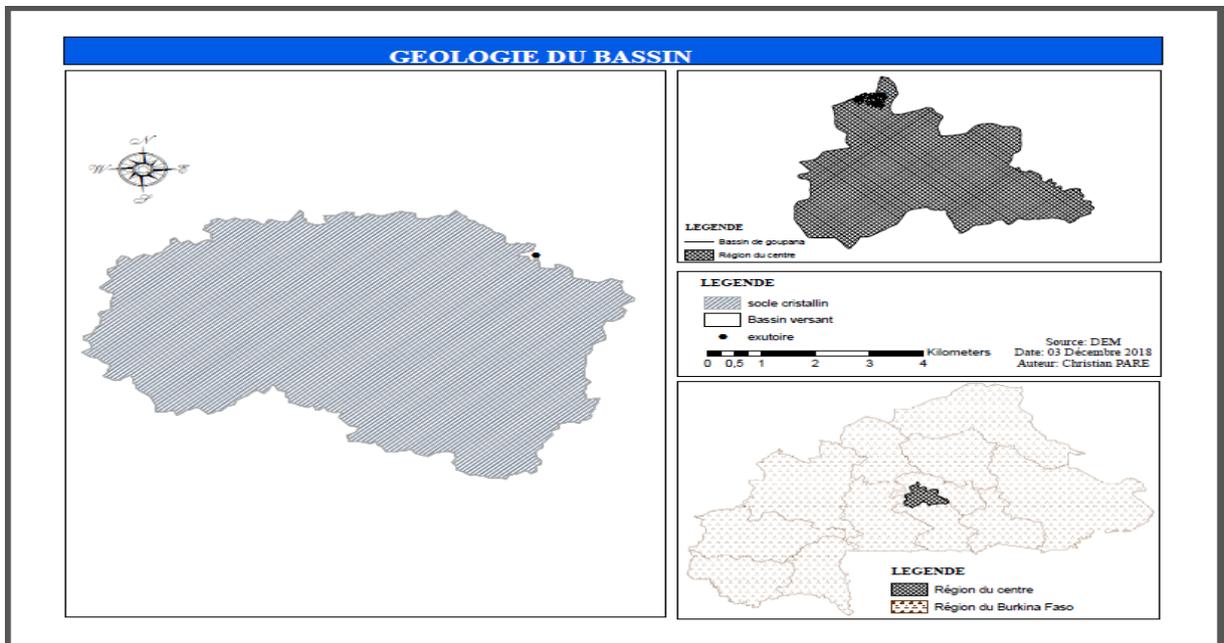


Figure 5: Géologie du bassin de Goupana ; Source : SIG-Burkina

## 2.3. Pédologie

Les sols du sous bassin sont essentiellement constitué de matériaux argilo-sableux avec des poches de matériaux gravillonnaire. La présence de l'argile est un indicateur d'imperméabilité

des sols, sa localisation sur l'ensemble du bassin jusqu'à l'exutoire améliore les propriétés d'imperméabilité idéales pour le fond de la cuvette de la retenue. Par ailleurs ce type de sol (argilo-sableux) est un support favorable à de nombreuses cultures.

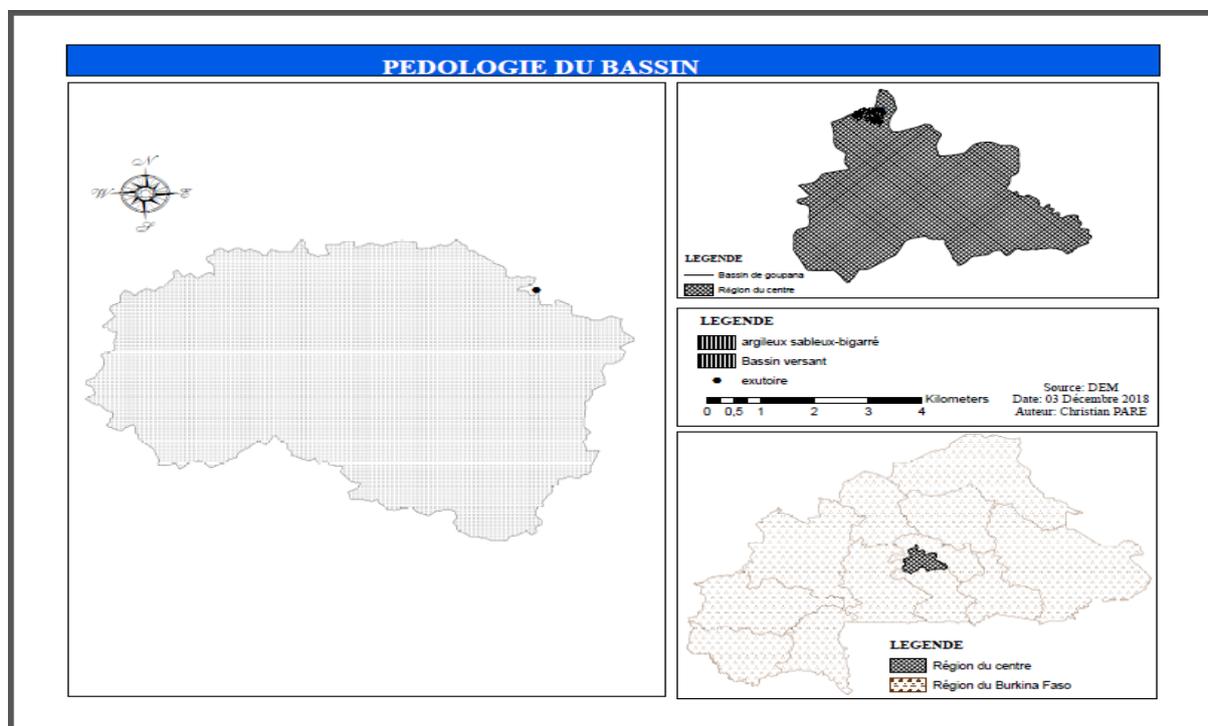


Figure 6: Pédologie du Bassin de Goupana ; Source : SIG-Burkina

## 2.4. Le climat et pluviométrie

Le site est situé en zone soudano-sahélienne avec une pluie annuelle moyenne inférieure à 750 mm. Le climat est de type sahélien avec l'alternance de deux saisons. La saison pluvieuse dure environ quatre (04) mois et s'étale du mois de juin au mois de septembre. La saison sèche dure environ huit (08) mois et couvre le mois la période d'octobre à mai. Ces durées sont variables d'une année à une autre et on note des variations spatiales assez importantes dans les hauteurs d'eau enregistrées annuellement. L'essentiel des précipitations sont enregistrées dans le mois de juillet et d'août. Les températures journalières les plus élevées sont situées au mois d'avril. En saison sèche, on note deux périodes : une période sèche et froide couvrant les mois d'octobre à février. Elle se caractérise par l'action de l'harmattan. Une période sèche et chaude couvrant les mois de mars et mai, les plus hautes températures sont enregistrées en avril.

## 2.5. La végétation

Le couvert végétal de la zone d'étude comporte quatre types de formations : la savane arborée, la savane arbustive, la savane boisée (le long du cours d'eau) et la savane herbacée. On rencontre dans la zone des espèces d'arbres et plantes protégées et très utiles aux populations locales et

d'autres espèces arbres et arbustes sauvage ou reboisé par l'Homme. Les pressions anthropiques dues à l'accroissement démographique entraînent un déboisement accentué dans la zone. Le paysages végétal est dominés par quelques essences protégées : *Butyrospernum parkii* (karité), *Parkia Biglobosa* (nééré), *Lannea acida* (raisin), *Adansonia Digitata*, *Tamarindus Indica* et *Faidherbia Albida*. (FAO-Rome, 1983).

## 2.6. Topographie

L'étude topographique s'est effectuée dans un premier temps avec le logiciel arcmap, global map et google earth. Ce qui nous a permis de connaitre l'hypsométrie du bassin versant et d'identifier la cuvette. Ensuite un levé topographique a été réalisé dans la cuvette avec des pas de 50 cm par le bureau d'étude, ce qui a permis d'identifier les courbes de niveau qui se referme sur l'axe du barrage ainsi que la présence de cols naturels en bord de cuvette qui pourraient être les lieux d'implantation de déversoirs.

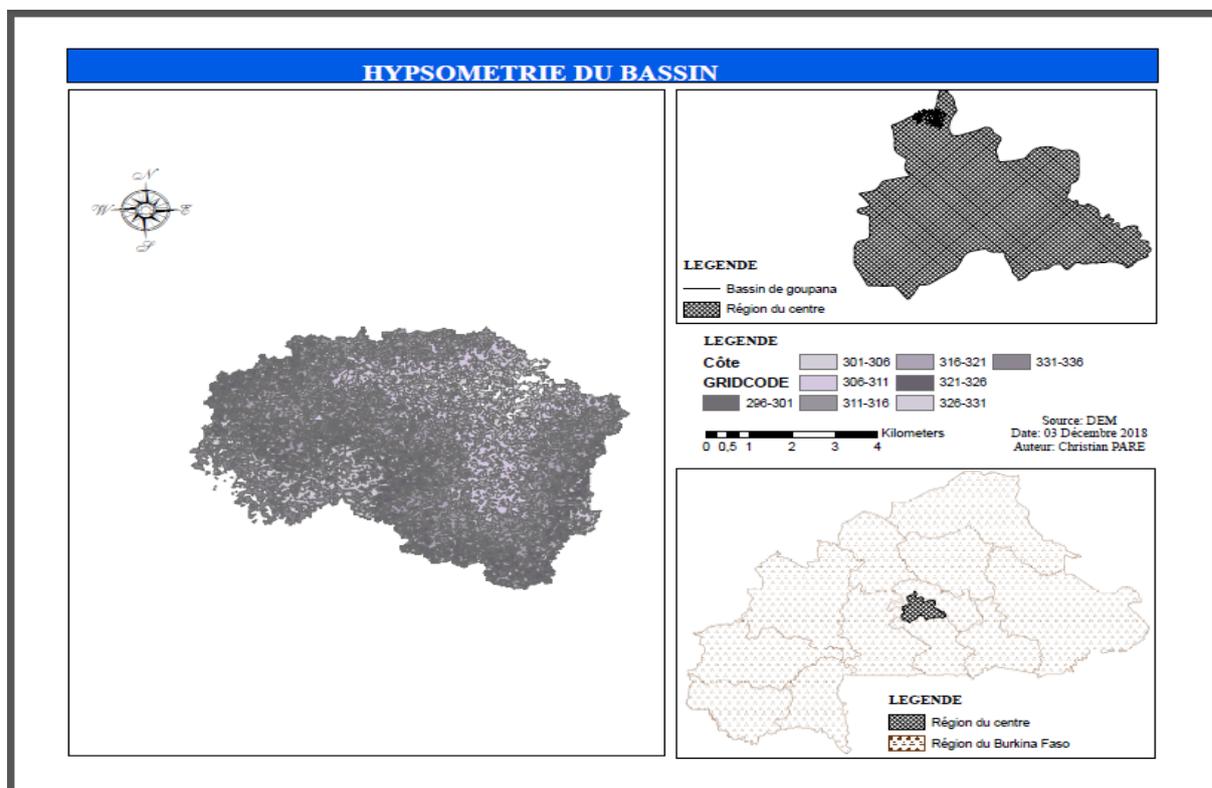


Figure 7: Hypsométrie du bassin de Goupana ; Source : SIG-Burkina

## III. PRESENTATION DU PROJET

### A. CONTEXTE

Ce projet d'étude d'avant-projet détaillé s'inscrit dans une série d'étude de construction et de réhabilitation de barrages au niveau national, commanditée par Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH), notre structure d'accueil. L'étude nous concernant est celle de la construction d'un barrage à vocation agricole dans le village de Goupana sur le site d'un ancien bouli. Le bureau d'étude retenue par le maître d'ouvrage pour cette étude est le groupement GID/CAFIB.

L'étude vise principalement à réaliser un dossier d'Avant-Projet Détaillé de la conception technique d'un barrage et d'un aménagement hydroagricole dans le village de goupana.

Il s'agira de :

- ❖ Réaliser les études de base du bassin de goupana ;
- ❖ Dimensionner le barrage ;
- ❖ Réaliser les études technique de l'aménagement hydro-agricole ;
- ❖ Réaliser un PGES

### B. JUSTIFICATION

L'activité principale des populations du village de goupana et environnant est l'agriculture et l'élevage. L'agriculture est pluviale en saison pluvieuse, les campagnes sèches sont tributaires des eaux de pluies stockées dans les puits ou des zones de dépression. De même l'élevage se caractérise par les transhumances en partie dû à l'absence d'eau pour le bétail. Cette situation est la conséquence de l'absence d'une retenue d'eau pour le village, pourtant le contexte hydrologique est favorable à la réalisation d'une retenue étant donné qu'un important bouli a existé sur le site.

Au regard de notre thème de mémoire soumis pour l'obtention du stage, notre structure d'accueil nous a confié, en plus de l'étude du barrage, l'étude d'un aménagement hydro-agricole associé à la retenue, afin de répondre aux besoins des populations en activités agro-pastorales.

### C. DONNEES DE BASE

La revue documentaire nous a fourni des informations sur la zone d'étude et de dresser un état des lieux aussi bien de la situation générale de la zone que des caractéristiques du milieu

biophysiques. Egalement des données de base ont pu être collectées afin de réaliser les études de base indispensable pour le dimensionnement des ouvrages.

## 1. Description des stations et des données utilisées

Les données de base collectées pour cette étude sont pour l'essentiel : les données météorologiques ; et les données SIG-Burkina.

L'accès aux données météorologiques a été une difficulté majeure pour les études de base. Nous avons disposé des données de la station de Pabre, l'Organisation Mondiale de la Météorologie (OMM) recommande 30 ans pour les analyses statistiques. Nous avons ainsi obtenue des données sur trente un (31) ans, les données que nous disposons respectent donc cette recommandation. Les données manquantes ont été estimées par régression linéaire. Le détail des données météo est en annexe (Cf. Annexe II).

Tableau 1: Situation des stations et données météorologiques utilisées

Station	Période	Nombre d'années	Paramètres
PABRE	1986-2016	31	Pluie max journalière
	1986-2016	31	Pluviométrie annuelle
	1987-2016	27	Température minimale
	1987-2016	27	Température maximale
	1987-2016	27	Evaporation
	1987-2016	27	Humidité minimale
	1987-2016	27	Humidité maximale
	1987-2016	27	Vent

### 1.1. Donnée SIG-Burkina

Nous avons utilisé le Modèle Numérique Terrestre (MNT), de notre zone d'étude pour l'hydrologie. La base de données SIG-Burkina nous a permis l'étude de la zone du projet (Cf. pièces jointes).

## IV. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

### A. METHODOLOGIE :

La méthodologie utilisée pour la conduite du projet s'est fondée sur une approche de collecte de données et d'exploitation documentaire. Elle a été axée sur la collecte des données de base qui sont composées des images satellitaires (Digital Elevation Model), les paramètres météorologiques, les données de sol, les observations visuelles, etc.

Les enquêtes de terrain ont contribué à l'état des lieux des aménagements en place sur le terrain, de cerner les pratiques des acteurs et de connaître le mode de vie de la population de la zone d'études. Les dimensionnements ont été conduits en utilisant les formules du cours, et de la bibliographie collectée. Les calculs ont été faits à partir des outils d'ingénierie.

### 1. Formules pour les études base

Nous avons utilisés pour l'étude de base, les formules suivantes :

#### 1.1. Détermination des indices de pluies

L'indice de pluie est calculé suivant la formule ci-après :

$$Ip = (Pi - P)/\sigma$$

#### 1.2. Méthode Orstom

C'est une méthode déterministe fondée sur un modèle global pluie-débit sur la théorie de l'hydrogramme unitaire, a été utilisé pour la prédétermination des crues. On considère que le bassin versant constitue une entité homogène, tant en ce qui concerne les apports pluviométriques que ses caractéristiques physiques. Pour ce modèle, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation suivante :

$$Q_{r10} \left( \frac{m^3}{s} \right) = A \times P_{10}(mm) \times 10^{-3} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times \frac{S(km^2) \times 10^6}{T_b(min) \times 60}$$

Avec :

S : la superficie du bassin versant ; P10 : pluie journalière maximale décennale (mm)

Kr10 : coefficient de ruissellement décennal ; Tb : temps de base de la crue décennale (mn)

A : coefficient d'abattement (%)

### 1.3. Méthode CIEH

C'est une méthode statistique proposée dans les études de CIEH par Puech et Chabi-Gonni en 1983. Elle est basée sur 162 bassins versants dont l'origine vient essentiellement du recueil de Dubreuil (1972) sur les bassins expérimentaux. Elle tient compte des caractéristiques du bassin, de son emplacement et du régime climatique de la zone.

La formule de régression linéaire suivante, qui est bien indiquée pour le Burkina Faso et pour la zone du projet a été utilisée. Les débits observés étant toujours inférieurs à ceux calculés.

L'expression retenue pour la crue décennale par cette méthode, est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a \cdot S^s \cdot P_{an}^p \cdot I_g^i \cdot K_{r10}^k \cdot D_d^d \dots\dots\dots$$

### 1.4. Méthode Gradex

Cette méthode permet de passer du débit décennal au débit projet sous une forme linéaire.

Le barrage de Goupama est considéré comme un petit barrage au regard de sa taille (C.N.B.B et A.I.T.B, 2015). De ce fait une période de retour de 100 ans est retenue pour le calcul du débit de projet. La crue centennale sera retenue pour la vérification hydraulique du déversoir.

Les détails des calculs sont reportés en notes de calcul (voir ANNEXE 1). L'expression générale de la méthode du Gradex se présente sous la forme :

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

Avec

$$C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}}$$

Avec

- Q<sub>100</sub> : crue centennale (m<sup>3</sup>/s) ; Q<sub>10</sub> : crue décennale (m<sup>3</sup>/s)
- P<sub>10</sub> : pluie journalière max décennale (mm) ; P<sub>100</sub> : pluie journalière max centennale
- T<sub>b</sub> : temps de base de la crue décennale (mn) ; K<sub>r10</sub> : coefficient de ruissellement décennal.

Les paramètres de calcul ainsi que les résultats issus des calculs de débit sont consignés dans les tableaux ci-dessous :

Indice global des pentes Ig.corr	Temps de base Tb	Temps de monté Tm10	Coefficient de ruissellement décennal Kr10
4	820,4 mn	253,9 mn	23%

## 1.5. Crue de rupture du barrage

Selon le Comité International des Grands Barrages (CIGB), la crue de rupture d'un barrage peut être approchée par la formule suivante :

$$Q_{rupt} = 2 * l * (a + 0,20)^{1,5} + 0,15 * L$$

Avec :

L : longueur de la digue sans déversoir ; l : longueur du déversoir m

a : revanche totale m

## 1.6. Dépôts solides

Les pertes par sédimentations sont estimées par plusieurs formules empiriques dont :

**FORMULE DE KARAMBIRI :**

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

## 2. Formules pour le dimensionnement du barrage

### 2.1. Digue

i. *La hauteur des vagues : Formule de MOLITOR*

Pour  $f < 18$  km, on a ;

$$h(m) = 0,75 + 0,34 * \sqrt{f(km)} - 0,36 * \sqrt[4]{f(km)}$$

ii. *La vitesse de propagation des vagues*

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$V\left(\frac{m}{s}\right) = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * h(m)$$

iii. *La revanche*

La revanche libre (R) est une tranche comprise entre le PHE et la crête du barrage. Cette hauteur appelée revanche permet de protéger la digue des risques de débordement. Le calcul de la revanche tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. La revanche libre est donnée par la formule suivante :

$$R(m) = \left[ h(m) + \frac{V\left(\frac{m}{s}\right)^2}{2 * g\left(\frac{m}{s^2}\right)} \right] * A$$

iv. *La hauteur du plan d'eau normal ou le niveau de la retenue*

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$H_r(m) = Z_{PEN}(m) - Z_{lit\ mineur}(m)$$

v. *La hauteur de la digue*

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$H_B(m) = H_r(m) + h(m) + R(m)$$

vi. *La hauteur des plus hautes eaux*

Le niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) est égal au niveau de la retenue majoré de la lame d'eau au-dessus du déversoir compte tenu de l'effet de laminage. Elle est donnée par l'expression suivante :

$$H_{PHE}(m) = H_B(m) - R(m)$$

vii. *La largeur en crête de la digue*

La largeur en crête doit être suffisante pour autoriser la circulation d'engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien. En pratique, elle est supérieure à 3 mètres. Elle est donc donnée par trois (03) expressions : Formule de KNAPPEN ; Formule de PREECE.

❖ *Formule de KNAPPEN*

$$l_c(m) = 1,65 \times \sqrt{H_B(m)}$$

viii. *L'emprise de la digue*

Elle représente la largeur de la digue à sa base. Elle donnée par la formule suivante :

$$L_f(m) = l_c(m) + 2 \times \frac{H_B(m)}{\tan \alpha}$$

ix. *HUDSON :*

La détermination de l'épaisseur de l'enrochement de la digue est donnée par :

$$e_{enr}(m) = 1,5 \times D_{50}(m)$$

## 2.2. Déversoir

i. *Détermination de la longueur du déversoir*

La longueur du déversoir est déterminée par itération avec la formule :

$$Q = m \times L \times (2 \times g)^{1/2} \times h^{3/2}$$

ii. *Formules pour calcul de stabilité*

❖ La poussée hydrostatique externe

Elle est l'action de l'eau qui se manifeste par des pressions qu'elle exerce directement sur la paroi amont du déversoir. A la profondeur  $H_B(m) + h_{dév}(m)$ , c'est-à-dire avec déversement, elle est donnée par l'expression suivante :

$$P_e(kN) = \frac{1}{2} \times \gamma_w \left( \frac{kN}{m^3} \right) \times (H_r(m))^2 + \gamma_w \left( \frac{kN}{m^3} \right) \times H_r(m) \times h_{dév}(m)$$

❖ La poussée des terres

Des sédiments s'accumulent souvent au pied du déversoir. Si leur épaisseur est importante il en résulte une poussée de terre horizontale qui n'est pas à négliger. Elle est donnée par l'expression suivante :

$$P_t(kN/ml) = \frac{1}{2} \times \gamma_{séd} \left( \frac{kN}{m^3} \right) \times h_{séd}^2 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right)$$

❖ Le poids propre du déversoir

Il est donné par l'expression suivante :

$$W(kN) = \gamma_{béton} \left( \frac{kN}{m^3} \right) \times S(m^2) \times 1m$$

❖ La poussée hydrostatique interne(U)

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$U(kN) = \frac{1}{2} \times \gamma_w \left( \frac{kN}{m^3} \right) \times (H_r(m) + h(m)') \times b(m)$$

iii. *Vérification de la stabilité externe du déversoir*

La vérification de la stabilité externe passe par la vérification de la stabilité au non glissement et de la stabilité au non renversement. Nous allons vérifier la stabilité du déversoir à la cote au PEN.

❖ Vérification de la stabilité au glissement

La vérification de la stabilité au glissement passe par la vérification de l'inéquation suivante :

$$\frac{(W(kN) - U(kN)) \times \tan \phi}{(P_e(kN) + P_t(kN/ml))} \geq 1.2$$

❖ Vérification de la stabilité au non renversement

La vérification de la stabilité au non renversement passe par la vérification de l'inéquation suivante :

$$\frac{[\eta_{/c} [W](kN.m) - \eta_{/c} [U](kN.m)]}{[\eta_{/c} [P_e](kN.m) - \eta_{/c} [P_t](kN.m)]} \geq 1.5$$

Nous constatons donc que la stabilité du déversoir au renversement est vérifiée.

iv. *Vérification de la stabilité interne du déversoir*

La vérification de la stabilité interne passe par la vérification de la règle au tiers central et à la condition de non rupture.

❖ La règle au tiers central

L'excentricité doit être inférieure au quotient de la base sur 6.

**Nous avons  $|e| < \frac{b}{6}$**

❖ La condition de non rupture

$$\zeta_{min} = \left(\frac{W - Pi}{b}\right) \left(1 - \frac{6e}{b}\right); \quad \zeta_{max} = \left(\frac{W - Pi}{b}\right) \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\zeta_{lim} = 0.3 * f_{c28}$$

### 2.3. Débit de Maning-Strickler

$$Q = K_s S(y) R h(y)^{\frac{2}{3}} \sqrt{I}$$

## 3. Formules pour dimensionnement préliminaire et final de l'aménagement

Il s'est fait à partir des formules des organigrammes de dimensionnement des cours d'irrigation par aspersion et localized irrigation du Docteur KEITA (2008-2018), (Cf. Annexe VII).

### 3.1. Formule pour dimensionnement préliminaire

i. *La réserve utile (RU)*

La RU est la quantité d'eau disponible dans le sol que la culture peut utiliser pour sa maturation. Elle est fonction de l'humidité à la capacité au champ et de l'humidité au point de flétrissement.

$$RU (mm) = (\theta_{FC} - \theta_{wp}) \times Zr (m) \times 1000$$

Avec Zr la profondeur maximale de la culture.

La réserve facilement utilisable par la plante est donnée par l'expression suivante :

$$RFU (mm) = RU (mm) \times p$$

Avec p le coefficient de tarissement est fonction du groupe auquel appartient la culture et de l'ETM de la période de pointe.

### ii. Les besoins maximum de pointe (BMP)

Le BMP est la quantité d'eau journalière dont la plante a besoin pendant la période de pointe.

$$ETM (mm/j) = ET0(mm) \times Kc$$

ETM : est l'évapotranspiration maximale du mois en mm,

$$BMP \left( \frac{mm}{j} \right) = ETM \left( \frac{mm}{j} \right) - P_e \left( \frac{mm}{j} \right)$$

$P_e$  : la pluviométrie efficace en mm

### iii. La fréquence d'arrosage pendant la période de pointe (F)

C'est le nombre de jours maximum nécessaires à la plante pour épuiser la RFU pour une consommation égale au BMP.

$$F(j) = \frac{RFU (mm)}{BMP \left( \frac{mm}{j} \right)}$$

### iv. Le Tour d'eau (T)

C'est le nombre de jours séparant deux irrigations consécutifs sur une même parcelle. Il est choisi tel que  $\leq F$ .

### v. La Dose réelle (Dr)

La Dr est le besoin journalier réellement apporté à la plante pour satisfaire ses besoins.

$$D_r (mm) = BMP (mm) * T(j)$$

Il correspond à un volume d'eau réel apporté sur la surface emblavée par arrosage. Soit :

$$Vr(m^3) = 10 * A(ha) * Dr(mm)$$

### vi. La dose brute (D<sub>b</sub>)

C'est la dose apportée à la plante en fonction de l'efficacité d'application ( $E_a$ ).

$$D_b(mm) = \frac{D_r(mm)}{E_a}$$

$E_a$  est l'efficacité du système = f (type climat). Ici climat modéré, soit  $E_a = 75\%$ .

### vii. *Le débit d'équipement*

C'est une grandeur commode pour comparer le système et évaluer les quantités d'eau requises par une certaine surface. Il est un facteur de base pour le dimensionnement des équipements. Il est donné par l'expression suivante :

$$q_e \left( \frac{l}{s} \right) = \frac{D_b(mm) \times 10\,000}{T(j) \times \left[ T_s \left( \frac{h}{j} \right) \times N_s \right] \times 3\,600\,s}$$

Avec :

$D_b(mm)$  : Dose brute de pointe ;

$T(j)$  : Tour d'eau ;

$T_s \left( \frac{h}{j} \right)$  : Nombre d'heures utilisées par poste d'arrosage pour apporter la dose brute ;

$N_s$  : Nombre de postes d'arrosage effectué (l'un après l'autre) dans un jour.

## 3.2. Formule pour dimensionnement final

### i. *Pluviométrie*

$$P (mm/h) = \frac{1000 \times q (m^3/h)}{e_{rp}^2(m^2)}$$

qasp : Débit de l'asperseur

erp : Écartement des asperseurs ou des rampes

### ii. *Débit de la rampe*

Le débit des rampes est obtenu par la formule suivante :

$$Q_{rp}(l/s) = \frac{q_{asp}(m^3/h) \times N_{asp/rp}}{3,6}$$

$q_{asp}$  = Débit d'un asperseur ;

$N_{asp/rp}$  = Nombre d'asperseur par rampe ;  $Q_{rp}$  = Débit de la rampe.

## 3.3. Formules de dimensionnement des conduites

### i. *Détermination des diamètres théorique*

Il est ensuite choisi un diamètre dans le catalogue supérieur à celui calculé.

$$D_{théorique}(mm) = \sqrt{\frac{Q(\frac{m^3}{h})}{V(\frac{m}{s})}} \times 18,811$$

*ii. La pression admissible et le critère de CHRISTIANSEN :*

La variation de pression est égale à la pression admissible (20% de la pression nominale de l'asperseur) moins les pertes de charges cumulées sur la conduite. Ce critère consiste à vérifier l'uniformité d'arrosage sur les conduites installées dans le périmètre.

Il y a uniformité lorsque :

$$\Delta P_{reliquat} = \Delta H_{conduite} - (E_{amont} - E_{aval}) \leq \Delta P_{restant}$$

❖ Perte de charge linéaire

Elle a été déterminée par la formule de **Calmon Lechapt**

$$\Delta H_{simple}[m/m] = a \times \frac{[Q(m^3/s)]^N}{[D(m)]^M}$$

a, N et M les coefficients de Calmon Lechapt.

D(m) = Diamètre normalisé ; Q (m3/s)= Débits.

❖ Variation totale de pression le long des conduites:  $\Delta P_{cp/cs}$

$$\Delta P_{cp/cs}(m) = \Delta H_{conduite}(m) - (E_{amont} - E_{aval})$$

Eamont : la cote amont de la rampe (m) ; Eaval : la cote aval de la rampe (m)

La perte de charge totale linéaire s'obtient par :

$$\Delta H_{conduite}[m] = \Delta H_{simple}(m/m) \times L_{conduite}(m)$$

*iii. Calcul de la hauteur manométrique*

La hauteur manométrique est une grandeur permettant de choisir la pompe convenable. Elle est calculée en tenant comptes de toutes les pertes de charges du système, de la hauteur géométrique la plus contraignante, de la pression nominale et les pertes de charges des filtres et injection.

$$HMT = H_{total} + \Delta H_{geom} + \Delta H_{pieces} + \Delta H_{filtres, inject}$$

Avec  $H_{total}(m) = P_{nom} + \Delta H_{total} + \Delta H_{trans} + \Delta H_{aspiration} + \Delta H_{support}$

## 4. Les abaques

Des abaques ont été utilisés pour toutes les étapes des dimensionnements, le détail de ces abaques est en **Annexe** (Cf. Annexe XI).

## B. Matériels

Nous avons utilisé les outils suivants pour l'atteinte de nos objectifs :

- ❖ **ARCGIS** : c'est un logiciel de système d'information géographique (SIG) qui a été utilisé pour l'extraction du bassin versant. Il a été le support principal pour la détermination des caractéristiques morpho-métriques du bassin (superficie, périmètre, hypsométrie), des caractéristiques du cours d'eau (longueur, hiérarchie), la topographie de la digue, la géologie et la pédologie du bassin versant. La cartographie des principaux paramètres thématiques du bassin a été développée à l'aide de cet outil.
- ❖ **GEOSLOPE** : étude de la stabilité des talus de la digue et l'infiltration à travers le corps de la digue ;
- ❖ **COVADIS** : pour le tracé des profils et le calcul des cubatures ;
- ❖ **MINITAB** : pour la détermination et l'interprétation des mesures d'infiltration du sol, des Ksat des sols effectuée à l'aide de la méthode double.
- ❖ **RANDOM** : il a été utilisé pour le choix aléatoire des points pour le double-anneau ;
- ❖ **AUTOCAD** : pour la conception des pièces dessinées du projet ;
- ❖ **HYFRAN** : c'est un outil d'analyse fréquentielle des paramètres hydro-climatiques. Il a été indispensable pour l'analyse fréquentielle des pluies maximales et annuelles. Les pluies maximales ont été ajustées suivant la loi de Gumbel et les pluviométries annuelles ont été ajustées suivant la loi normale.
- ❖ **EXCEL** : c'est un outil de traitement de données quantitatifs et d'établissement de pièces graphiques. Il a été utilisé tout au long de l'étude de dimensionnement du barrage, pour les calculs, l'établissement des devis, etc.
- ❖ **SPAW** : ce logiciel permet à partir du ksat de déterminer le type de sol et les humidités caractéristiques du sol.
- ❖ **CROPWAT** : cet outil nous a fourni les caractéristiques des cultures, des ET0, et permis l'organisation de l'irrigation sur l'aménagement
- ❖ **WORD** : c'est un outil de traitement de texte qui a été utilisé pour la rédaction du présent projet.

## V. ETUDE TECHNIQUE

Elle a consisté en une étude de base par l'hydrologie de la zone, l'étude de la cuvette et celle de sites potentiels d'aménagement autour de la retenue; ensuite nous avons dimensionné le barrage puis l'aménagement hydro-agricole.

### A. ETUDES DE BASE

#### 1. Hydrologie

L'hydrologie nous a permis de déterminer les caractéristiques morphométriques du bassin ; des crues décennales et centennales.

##### 1.1. Analyse Fréquentielle des pluies

###### i. Variation de la pluviométrie annuelle

La série pluviométrique annuelle de la période 1986-2016 ((Cf. Annexe II) varie de 567.7 à 996,4 mm. La normale pluviométrique est de 653.1 mm donc le bassin est situé dans la zone sahélienne avec une pluviométrie annuelle allant de 300 à 750 mm (FAO, 1996a). Le climat sahélien est marqué par une faible pluviosité annuelle. Les pluies annuelles durent 3 à 4 mois et connaissent une inégale répartition spatio-temporelle (ARDOIN-BARDIN, 2004).

Les indices de pluies font ressortir 39 % d'années sèches et 61 % d'années humides dans le bassin de Goupana. On constate également que les périodes sèches sont plus accentuées durant la décennie 90 ainsi que celle de 2000, On observe une atténuation à partir de 2011. Ces variations pluviométriques risquent de s'accroître du fait des changements climatiques ce qui implique leur prise en compte dans le dimensionnement notamment des évacuateurs de crues.

#### Caractérisation de l'échantillon

Etant donné que nous avons 31 années de données pour les pluies annuelles, conforme aux normes minimale, nous en déterminerons donc la moyenne arithmétique des pluies annuelles, l'écart-type et le coefficient de variation (voir le tableau ci-dessous).

CARACTERISATION DE L'ECHANTILLON		
<i>Moyenne [<math>\bar{P}_{an}(mm)</math>]</i>	<i>Average</i>	<b>653,64</b>
<i>Ecart-type [<math>s(mm)</math>]</i>	<i>Standard deviation</i>	<b>186,95</b>
<i>Coefficient de variation [<math>CV(\%)</math>]</i>	<i>Coefficient de variation</i>	<b>0,28</b>

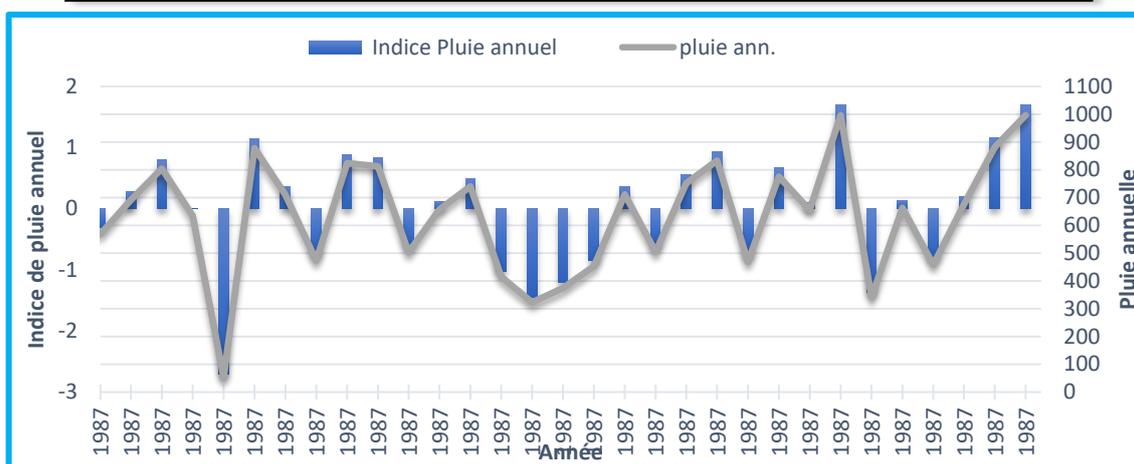


Figure 8:Évolution des indices de pluie annuelle de la période 1986-2016

### Interprétation des résultats

- ❖ La **moyenne des pluies annuelles** est égale à **653,64 mm** ce qui correspond bien à une pluie d'un régime soudano-sahélien et une zone sahélien (FAO, 1996b) ;
- ❖ L'**écart-type** est de **186,95 mm** ce qui veut dire que la dispersion des pluies annuelles n'est pas très conséquente ;
- ❖ Le **coefficient de variation** est d'environ 28%. La dispersion des pluies annuelles à Pabre n'est pas très fréquente, ce qui peut bien nous aider pour les dimensionnements des ouvrages hydrauliques et pour l'aménagement des terres agricoles.

### ii. Variation de la pluviométrie journalière maximale

La pluviométrie journalière maximale est un paramètre essentiel dans la connaissance du régime pluviométrique car il est le principal générateur des crues dans le bassin versant. Plus l'intensité d'une pluie est forte, plus les ruissèlements sont importants et les risques d'inondations sont élevés. Les risques de débordement d'eau sont également liés à l'état d'occupation des terres et d'aménagement du bassin versant.

La pluie journalière maximale dans le bassin varie de 15 à 160 mm durant la période 1986-2015 (Cf. Annexe II). La moyenne des pluies maximales annuelles est de 59.9 mm. L'analyse du graphique des indices de pluies journalières maximales montre que 40.0 % des années connaissent une pluie journalière maximale au-dessus de la moyenne des maximales journalières. Il ressort clairement une inégale répartition temporelle des pluies max journalières.

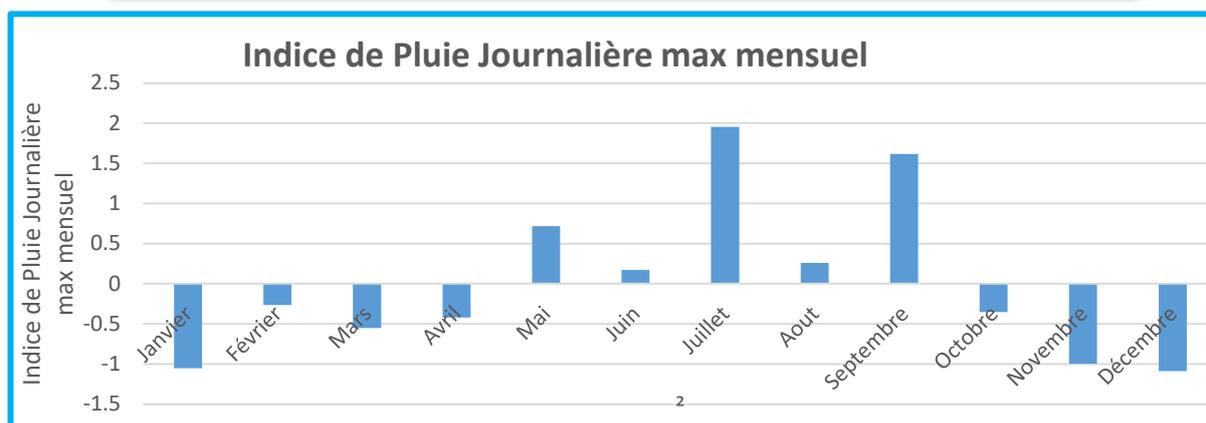


Figure 9: Evolution IPJ max mensuel

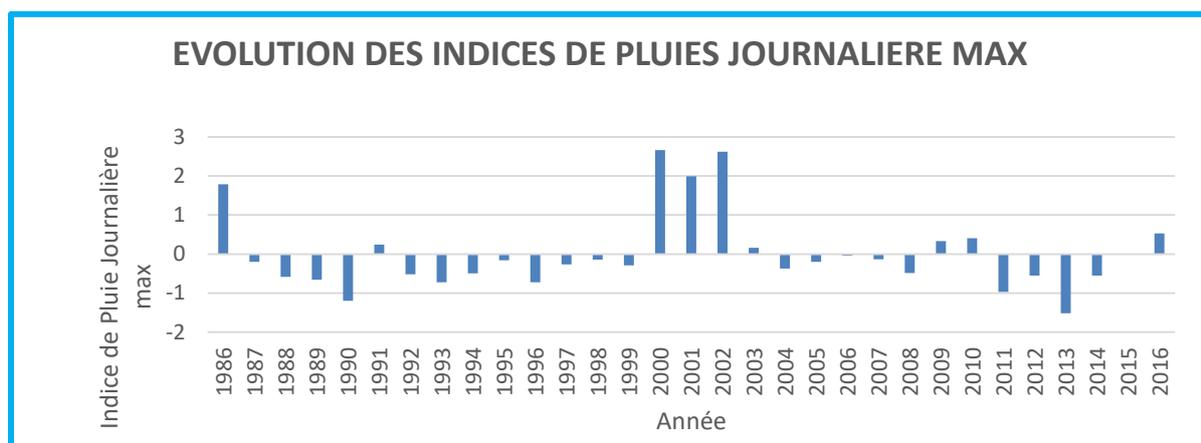


Figure 10: Évolution des IPJmax de la période 1987-2016

i. Ajustement des pluies journalières maximales (loi de Gumbel)

Les pluies maximales étant des valeurs extrêmes, nous utiliserons la loi de Gumbel pour ajuster la série de valeur obtenues du bassin. Nous avons utilisé le logiciel HyfranPlus pour effectuer cet ajustement. La formule de Hazen a été utilisée pour le calcul des fréquences. L'ajustement a été fait avec un intervalle de confiance de 95%. Nous obtenons ainsi une pluie max quinquennale de 78.65mm avec une fréquence de non dépassement égale à 0.8 ; et une pluie max décennale de 93.8mmde avec une fréquence de non dépassement égale à 0.95. (Cf. Annexe IV)

ii. Ajustement des pluies annuelles suivant la loi normale

Les pluies annuelles, étant des valeurs moyennes nous avons ajusté suivant la loi normale. Cet ajustement nous a donné les pluies annuelles sèches et humides de période de retour donnée. Ainsi pour la quinquennale humide nous obtenons 810.4mm avec une fréquence de non dépassement de 0.8 ; la décennale humide nous indique une pluie de 892.7mm avec une fréquence de non dépassement égale à 0.9. (Cf. Annexe IV)

La quinquennale sèche est de 495.9mm pour une fréquence de non dépassement égale à 0.2 ; et la décennale sèche est 413.6mm avec une fréquence de non dépassement égale à 0.1.

## 1.2. Caractéristiques morphométriques du bassin de Goupana

Le bassin versant s'étend sur une superficie de 48,09 km<sup>2</sup> ; il est classé parmi les petits bassins de superficie comprise entre 10 à 200 km<sup>2</sup>. La forme large du bassin avec un indice compacité de Gravelius (KG) de 1.53 génère des fortes crues car le temps de concentration des eaux à l'exutoire est faible. L'indice de pente corrigé nous a donné une valeur de 2,1 Km/m. Nous avons adopté un indice de pente de 4 m/km pour notre bassin pour pouvoir remplir les conditions de pente utilisées dans le bulletin de la FAO pour la prédétermination de la crue. Nous avons déterminé les caractéristiques morphométriques du bassin versant de Goupana à l'aide des logiciels tels que Global Mapper et Arc Gis, en suivant une procédure de traitement d'image (SAIDI, 2013).

Caractéristiques du Bassin versant	
Aire S (km <sup>2</sup> )	48,09
Altitude H5% (m)	324
Altitude H95% (m)	298
Coefficient de compacité de GRAVELIUS KG	1,56
Dénivelée spécifique (m)	15,58 donc relief faible
Densité de drainage (km/km <sup>2</sup> )	2,12
Hydrographie	Réseau radial
Infiltrabilité des sols	RI (P3)
Longueur du rectangle équivalent L (km)	11,27
Longueur des cours d'eau principal (Km)	11,03
Indice global de pente corrigé I <sub>gcor</sub> (m/km)	3,54
Indice global de pente corrigé I <sub>gcor</sub> (m/km) retenu	4
Périmètre P (km)	38,65
Pentes transversales	6,12
Pluviométrie annuelle	653

Tableau 2:Caractéristiques morphométriques du bassin de goupana:

### i. Infiltrabilité du bassin versant

Les éléments déterminants de l'infiltrabilité sont les caractères d'état de surface qui intègrent le couvert végétal, la surface du sol et les organisations pédologiques superficielles ayant subies des transformations sous l'effet des facteurs météorologiques, fauniques ou anthropiques. (FAO, 1996).

En suivant la classification qualitative adoptée par Rodier, nous considérons donc que nous avons un *sol de classe RI(P3)* (relativement imperméable).

Le bassin versant de Goupana est donc de classe **RI** qui correspond à un bassin relativement imperméable avec un couvert végétal moyennement dense.

## 1.3. Prédétermination des crues

Elle s'est effectuée à l'aide du Bulletin N°54 de la FAO pour la prédétermination des débits de pointe à l'exutoire du bassin.

Nous avons procédé au calcul de la crue décennale par deux approches que sont la méthode ORSTOM et de la méthode CIEH.

Ces méthodes passent par la détermination d'un certain nombre de paramètres présentés dans le tableau ci-dessous. La pluviométrie décennale ponctuelle P10 est ramenée à l'échelle du le bassin par l'application du coefficient d'abattement A.

La crue est caractérisée par un débit de fréquence rare exprimant une augmentation instantanée de volume d'eau qui transite par le cours d'eau.

Pour des raisons de sécurité, la crue de projet adoptée, est celle que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages.

Le bassin versant faisant l'objet d'étude est un bassin versant non jaugé car ne dispose pas de dispositif de mesure de débit. Par conséquent pour l'estimation des crues et des apports il sera adopté les méthodes empiriques, CIEH, ORSTOM.

Tableau 3: Paramètres de prédétermination de crue

Prédétermination de crue	
Précipitation journalière décennale P10 (mm)	<b>93,8</b>
Pluviométrie annuelle moyenne (mm)	<b>653</b>
Coefficient d'abattement A	<b>0,77</b>
Pluviométrie moyenne Pm (mm)	<b>72,6</b>

### i. Méthode ORSTOM

La méthode Orstom donne les résultats suivants (Cf. Annexe XII):

Tableau 4: résultat méthode orstom

Méthode ORSTOM	
Débit maximum ruisselé Qr10 (m <sup>3</sup> /s)	43,4
<b>Débit de pointe décennal Q10 (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>45,6</b>
Débit dû à l'écoulement retardé Qret10 (m <sup>3</sup> /s)	2,169435614
Volume ruisselé de la crue décennale Vr10 (m <sup>3</sup> )	821492,8
Volume de la crue décennale Vc10 (m <sup>3</sup> )	928286,8

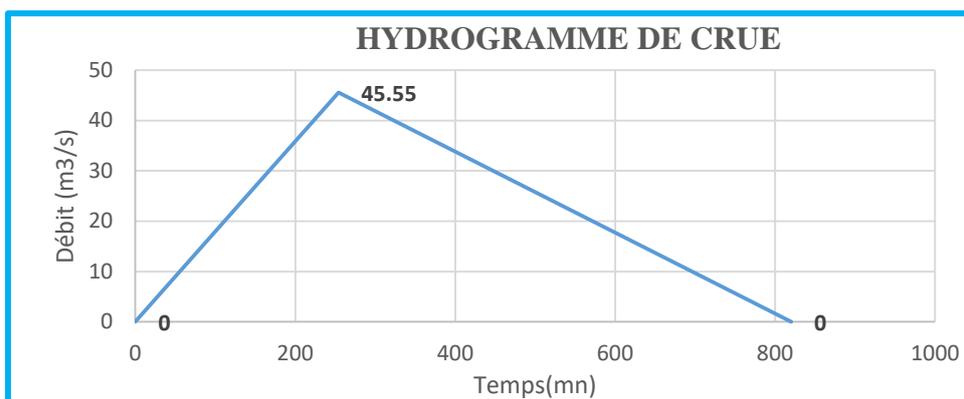


Figure 11: hydrogramme de crue Orstom

### ii. Méthode CIEH

Tableau 5: Résultat méthode CIEH

Méthode CIEH	
N° de l'Equation	Q10 (m <sup>3</sup> /s)
10	27,3
12	62,41
40	44,04
42	55,7
<b>Maximum</b>	<b>62,4</b>

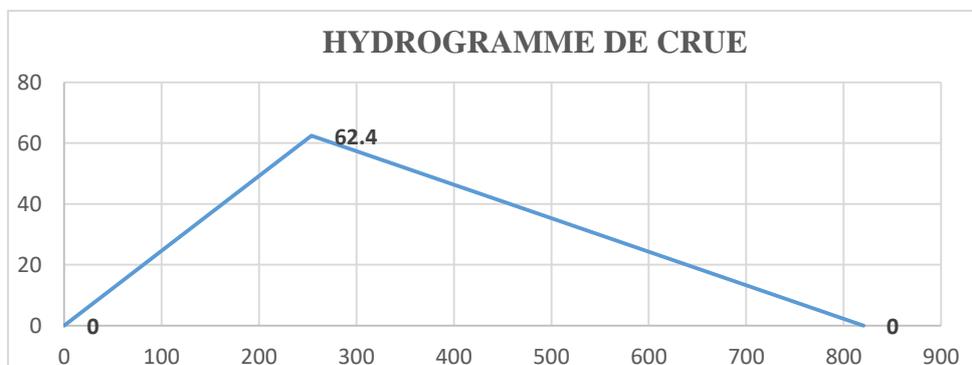


Figure 12: hydrogramme de crue méthode CIEH

### iii. Méthode Gradex

A partir du temps de base, du temps de montée et la crue de projet, l'hydro gramme de crue a été tracé. Les équations qui ont permis de déterminer les paramètres du tracé de la courbe sont en note de calcul.

Tableau 6:Tableau de synthèse du débit de crue par les méthodes empiriques

Méthode	CIEH		ORSTOM	Gradex		
Débit en m <sup>3</sup> /s	Q1	Q2	Q	Q10	C	Q100
	55,7	44,04	45,6	<b>55,7</b>	4,37	<b>243,3</b>

### iv. Choix de la crue de projet

On retiendra la plus grande crue car ces méthodes de prédétermination renferment des erreurs d'environ 50% (Tableau ci-dessous). Mais pour être dans la sécurité, on prend le débit de pointe le plus élevé pour la suite des travaux.

Tableau 7:Liste des débits de pointe retenus à l'issue de la prédétermination

Méthode	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)
CIEH	<b>55,7</b>	
Gradex		<b>243,3</b>

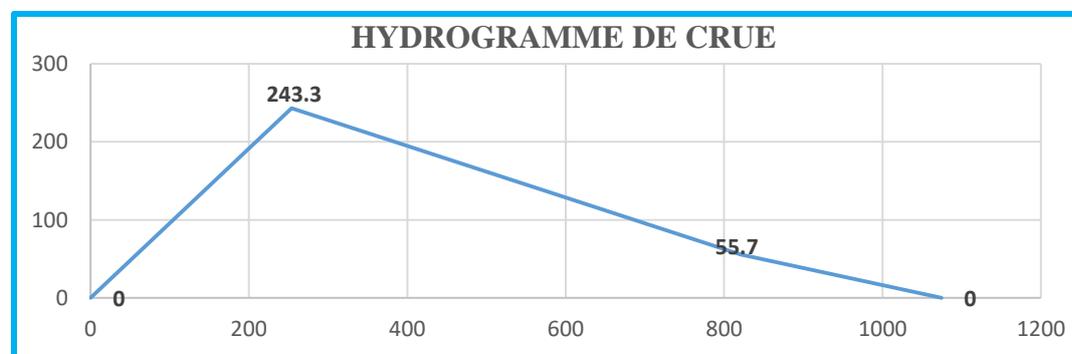


Figure 13:Hydrogramme de crue du projet

### v. Crue de rupture du barrage

La crue de rupture est donc égale à **537,94m<sup>3</sup>/s**. Elle représente environ 221,1% de la crue projet. Ce qui montre que la crue de projet ne peut pas rompre le déversoir actuel. Il ne peut donc qu'impacter potentiellement les autres ouvrages du barrage.

## 2. Etudes Géotechniques

Des sondages géotechniques réalisés par le bureau d'étude dans la cuvette et sur l'axe de la digue, dont résultats sont en cours permettront de vérifier leur étanchéité et déterminer la

portance du sol qui reçoit les fondations du barrage. Egalement des sondages réalisés dans la zone d'emprunt permettront de confirmer la bonne qualité des matériaux à utiliser pour le remblai de digue, néanmoins sur la base des données SIG sur les sols en présence et les visites de site rassurent sur la qualité des sols en présence pour l'exécution des travaux.

### 3. Etude de la retenue (apports et pertes)

#### 3.1. Evaluation des apports liquides (Ve)

Pour éviter un surdimensionnement inutile et coûteux, il est important de connaître les apports annuels qui vont permettre de dimensionner des réservoirs adaptés aux caractéristiques hydrologiques du bassin versant. Nous avons opté pour la méthode de Rodier pour la détermination des apports annuels du bassin versant de Goupana. Il s'agit d'estimer en volumes les apports d'eau du bassin versant afin de s'assurer du remplissage de la retenue, cette méthode basée sur le principe de bassin type pour évaluer les écoulements annuels des bassins versants appartenant au sahel africain ou à la zone tropicale sèche (Rodier, 1975).

Le bassin type retenu est celui de Gagara-ouest (Burkina-Faso, 1956-1957) se différencie des bassins précédents par un relief moins fort mais une meilleure aptitude au ruissellement, ses caractéristiques sont:

- **S = 28 km<sup>2</sup>, Ds = 20 m (relief faible), Dd = 1, 15 km/km<sup>2</sup> ;**
- **Pmed = 400-420 mm, Kmed = 13%.**

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau 8: Apports liquides

Apports liquides					
Période de retour (année)	Pluviométrie (mm)	Ke (%)	Lame écoulée (mm)	Superficie (Km <sup>2</sup> )	Apports liquides (m <sup>3</sup> )
<b>Période Humide</b>					
100 ans	1088,1	0,13	141,453	48,09	6802474,77
50 ans	1037,1	0,13	134,823	48,09	6483638,07
20 ans	960,68	0,13	124,8884	48,09	6005883,156
10 ans	892,74	0,13	116,0562	48,09	5581142,658
5 ans	810,44	0,13	105,3572	48,09	5066627,748
<b>Période sèche</b>					
100 ans	218,26	0,13	28,3738	48,09	1364496,042
50 ans	269,21	0,13	34,9973	48,09	1683020,157
20 ans	345,66	0,13	44,9358	48,09	2160962,622
10 ans	413,6	0,13	53,768	48,09	2585703,12
5 ans	495,89	0,13	64,4657	48,09	3100155,513

## 3.2. Évaluation des besoins en eau

L'augmentation des besoins due à l'accroissement de la population aussi bien humaine qu'animale a été pris en compte à l'horizon 2030.

### i. Besoins agricoles

Les activités agricoles prévues sont essentiellement le maraichage, et un verger pour la zone de servitude. Les besoins agricoles s'estiment donc à **837 021 m<sup>3</sup>** pour les huit mois secs dont quatre mois chacune pour le maraichage sur 30 hectares en aval du barrage et pour un verger de 50 ha en amont du barrage soit un total de 80 ha à aménager, le tableau suivant indique les besoins agricoles mensuelles en eau :

Tableau 9 : besoin agricole

BESOINS EN EAU AGRICOLES									
Période	Oct.	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Total
<b>Besoin (m<sup>3</sup>/mois)</b>	82 982	101 573	99 030	101 878	118 982	124 483	118 617	89 475	<b>837 021</b>

### ii. Besoins pastoraux

L'élevage constitue le deuxième secteur primaire après l'agriculture au Burkina Faso. Les besoins en eau pastoraux sont calculés en tenant compte des effectifs de cheptel permanent dans les villages qui entourent la retenue de Goupana et des différents mouvements de transhumances (départs et arrivés du cheptel dans la zone). (Cf. Annexe XIII)

Tableau 10 : besoin mensuel en eau du pastoral

BESOIN PASTORAL								
Période	oct.	nov.	Déc.	jan	fév.	mars	avril	mai
<b>Besoin pastoral 2025 (m3)</b>	2178	2178	2178	2178	2178	2178	2178	2178

### iii. Besoins pour la consommation humaine

Des études ont montré que dans les petits centres urbains 20 à 30% des ménages satisfont une partie assez importante (lessive entre autres) de leurs besoins par le recours aux puits traditionnels ou aux cours d'eau.

Nous considérons donc que 30% des habitants de villages autour du barrage consommeront 15 l /jour/habitant pour des usages divers autres que l'alimentation (car le taux d'accès à l'eau potable est élevé environ 80% en 2018), l'agriculture et le pastoralisme. (Cf. Annexe XIII).

Tableau 11: Les besoins humains en eaux

BESOINS HUMAINS								
Période	oct.	nov.	Déc.	jan	fév.	mars	avril	mai
<b>Besoin humain 2048 (m3)</b>	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6

### 3.3. Les Pertes en eau

#### i. Evaporation

L'évaporation est fortement liée à la surface du plan d'eau, elle est exprimée en mm et dépend de la durée de l'ensoleillement, l'exposition au vent, le déficit de saturation de l'air, la présence de végétation aquatique, la profondeur de la retenue, etc. C'est un facteur déterminant dans le choix des sites car cela exige une profondeur adéquate afin d'éviter l'assèchement de la retenue d'eau d'où la nécessité de rechercher des sites encaissés pour conserver le maximum d'eau pour les besoins. Le tableau ci-dessous montre que l'évaporation moyenne totale d'octobre-mai de la période 1987-2016 est de 2201,9 mm. (Cf. Annexe II)

Tableau 12: évaporation mensuelle moyenne de la période 1987-2016

PERTES PAR EVAPORATION									
Période	oct.	nov.	Déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Total
<b>E (mm)</b>	211,8	231,9	245,6	258,3	276,7	340,9	325,4	311,4	<b>2201,9</b>

#### ii. Infiltration

Le bassin versant est relativement imperméable et repose sur du matériau argileux sableux et gravillonnaire. La cuvette présente une perméabilité relative qui diminuera avec les apports solides (dépôt des argiles colloïdales) dans le bassin versant au cours du temps. L'infiltration moyenne au Burkina Faso est comprise entre 1 et 5 mm (GUEYE, 2012). Compte tenu du fait qu'il a existé un bouli sur le même site et que l'infiltration diminue avec le temps, l'infiltration moyenne journalière sera prise égale à 1 mm/j pendant les deux premières années tout en émettant l'hypothèse qu'à partir de la troisième année l'infiltration sera pratiquement négligeable suite au colmatage de la cuvette du barrage.

Tableau 13 : infiltration dans la cuvette du barrage

PERTES PAR INFILTRATION									
Période	oct.	nov.	Déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Total
<b>I (mm)</b>	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	<b>300</b>

### iii. Dépôts solides

L'eau de ruissellement entraîne avec elle des matériaux solides qu'elle arrache le long de son parcours. Ces matériaux se déposent dès que la vitesse de l'eau devient inférieure à un certain seuil. Cela contribue à l'envasement de la retenue. C'est un phénomène qui réduit considérablement la durée de vie des ouvrages. Il existe tout un ensemble de formules permettant d'évaluer de manière plus ou moins fiable l'importance des apports solides. Celle de (KARAMBIRI, 1998), a été faite en grande partie sur des recherches faites sur les retenues du Burkina Faso.

La sédimentation annuelle moyenne sur le bassin versant d'étude est 11 303,05 m<sup>3</sup>. Le résultat de ces différentes méthodes figure dans le tableau suivant, nous avons déterminé la moyenne des deux méthodes. Le volume de dépôt solide nous permettra de d'estimer la durée de vie du barrage. (Cf. Annexe XIII)

Tableau 14: pertes par sédimentation

METHODE	Volume (m <sup>3</sup> / an)	Volume dépôt 30 ans
FORMULE DE KARAMBIRI	9904,1	
GRESILLON	12702	
<b>Moyenne</b>	<b>11303,05</b>	<b>339 105</b>

Après 30 ans d'usage l'ouvrage avoisinera un dépôt solide de 339 105 m<sup>3</sup>, à défaut de prévoir un curage pour augmenter la durée de vie de l'ouvrage il convient de réduire le phénomène de sédimentation notamment par la délimitation d'une zone de servitude et son aménagement.

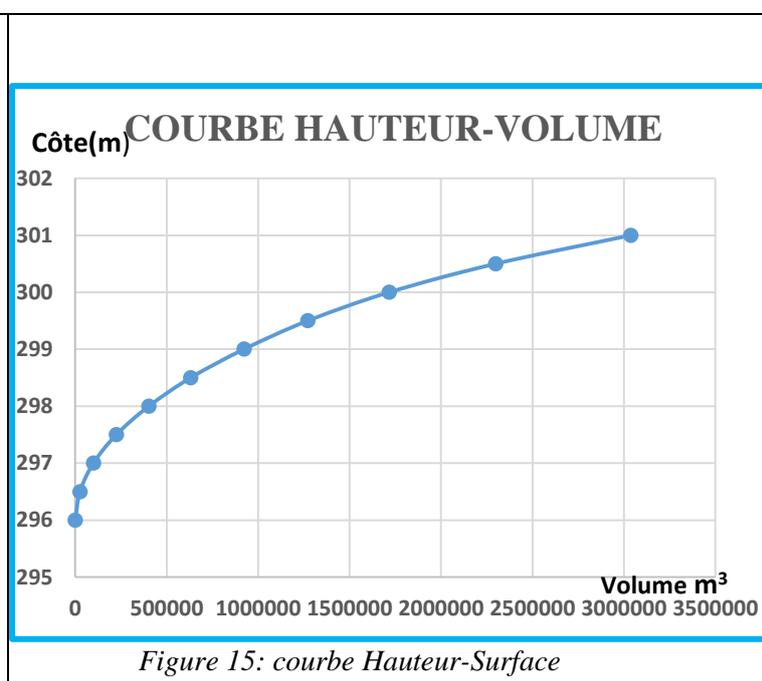
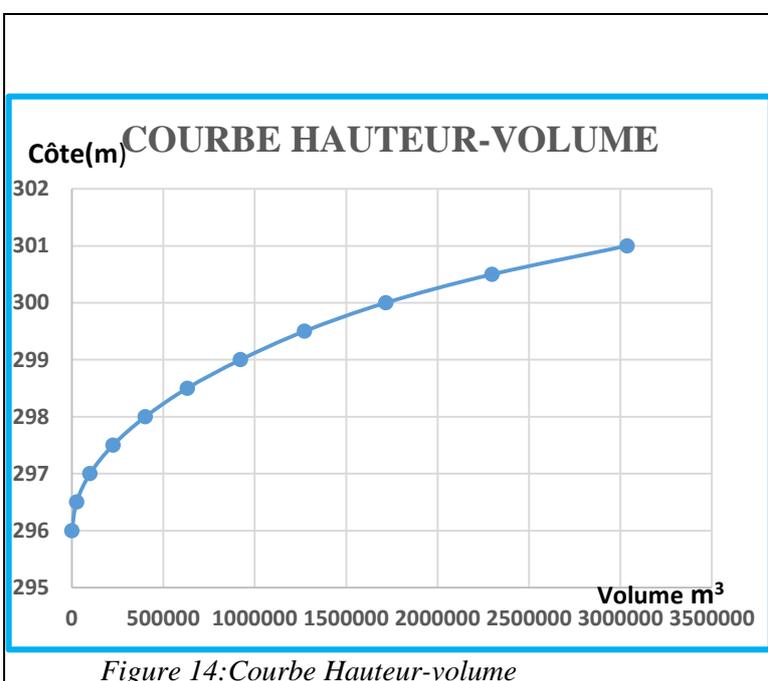
## 3.4. Courbes caractéristiques de la retenue : courbes Hauteurs – volumes –surfaces

Le tableau 14 ainsi que les deux graphiques présentent les caractéristiques de la cuvette. Les superficies et volume de la retenue y figurent en fonction de la hauteur. Au regard des apports d'eau en décennal sèche, on retiendra une cote de déversoir de 301 m avec un volume de stockage de 3 037 144.61m<sup>3</sup>.

La courbe d'exploitation du barrage commence en octobre et prend fin en Mai pour les besoins agricoles de contre saison. Le reste de l'eau sera consacré aux besoins pastoraux ainsi qu'aux besoins humains pour des activités diverses.

Tableau 15: caractéristiques de la cuvette

Alt (m)	Surf (m <sup>2</sup> )	Surf moy (m <sup>2</sup> )	Surf cumul (m <sup>2</sup> )	Vol (m <sup>3</sup> )	Vol Cumul (m <sup>3</sup> )
296	0	0	0	0	0
296,5	103656,813	51828,4063	51828,4063	25914,2031	25914,2031
297	190728,535	147192,674	199021,08	73596,3369	99510,54
297,5	310970,438	250849,486	449870,566	125424,743	224935,283
298	398042,16	354506,299	804376,865	177253,149	402188,433
298,5	518284,063	458163,111	1262539,98	229081,556	631269,988
299	646818,51	582551,286	1845091,26	291275,643	922545,631
299,5	750475,323	698646,916	2543738,18	349323,458	1271869,09
300	1028275,58	889375,451	3433113,63	444687,726	1716556,82
300,5	1297783,29	1163029,44	4596143,07	581514,718	2298071,53
<b>301</b>	<b>1658509</b>	<b>1478146,15</b>	<b>6074289,21</b>	<b>739073,073</b>	<b>3037144,61</b>



La courbe hauteur-volume, permet de déduire du volume de la retenue à une cote identifiée, et celle de hauteur-surface permet de déterminer la superficie correspondant. Ainsi à la cote 301 m le volume est de 3 037 144 m<sup>3</sup> d'eau; avec une superficie de 148 ha. Ce volume a été retenu en adéquation avec les besoins agricoles en tenant compte des pertes.

Tableau 16:Données d'exploitation de la retenue

Périodes	Début période		Evaporation			Infiltration			Humains	Irrigation	Pastoralisme	Fin de période	
	niveau	Volume	Hauteur d'eau évaporée (mm)	Nouveau niveau	Volume corresp (m3)	Hauteur d'eau infiltrée	Nouveau niveau	Volume corresp (m3)	Volume prelevé	Volume consommé	Volume consommé	Volume	Niveau
Octobre	301,0	3037144,61	211,8	300,7882	2724073,24	37,5	300,7507	2668642,755	1461,6	82 982	2178	2582020,87	300,546751
Novembre	300,5467507	2582020,87	231,9	300,314851	2082737,46	37,5	300,277351	2039123,856	1461,6	101 573	2178	1 933 911	300,186887
Décembre	300,1868865	1933911,33	245,6	299,941287	1664338,49	37,5	299,903787	1630986,909	1461,6	99 030	2178	1528317,73	299,788347
Janvier	299,7883469	1528317,73	258,31	299,530037	1298583,17	37,5	299,492537	1265231,597	1461,6	101 878	2178	1159713,6	299,373894
Février	299,3738941	1159713,6	276,7	299,097194	990449,976	37,5	299,059694	964250,7156	1461,6	118 982	2178	841628,76	298,884181
Mars	298,8841806	841628,76	340,98	298,543201	656436,555	37,5	298,505701	634590,8817	1461,6	124 483	2178	506468,078	298,285767
Avril	298,2857667	506468,078	325,4	297,960367	384029,891	37,5	297,922867	374844,1717	1461,6	118 617	2178	252587,286	297,578001
Mai	297,5780015	252587,286	311,4	297,266601	166387,376	37,5	297,229101	156980,5202	1461,6	89 475	2178	63866,0998	296,757838

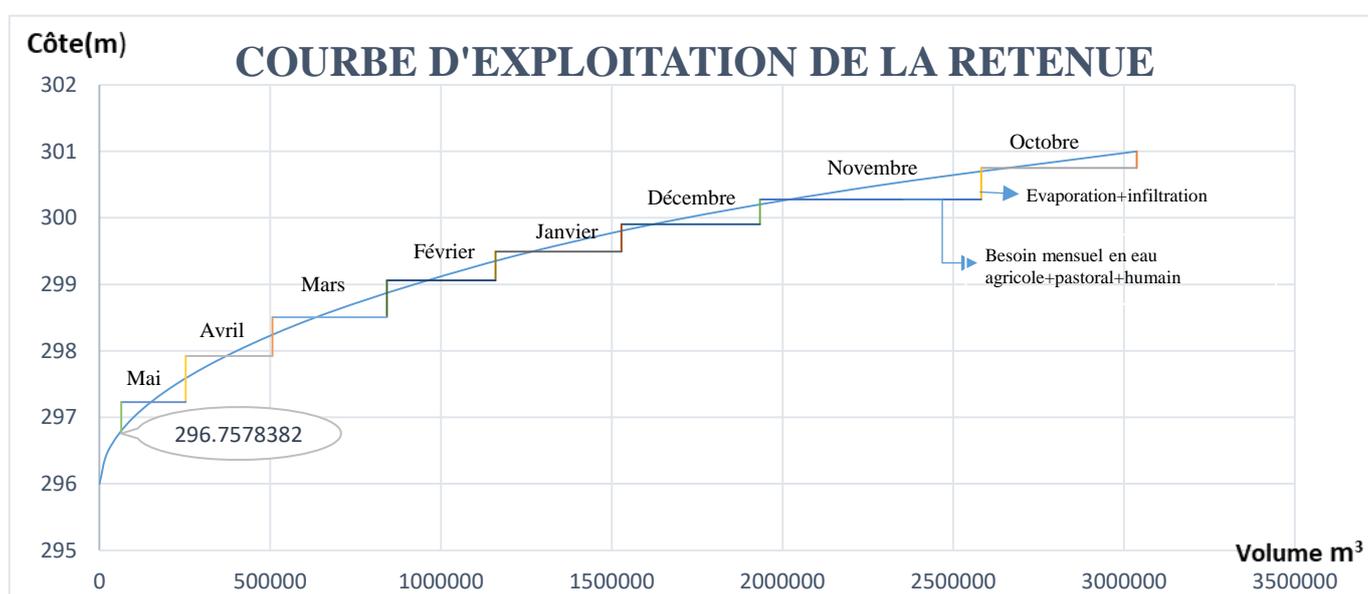


Figure 16: Courbe d'exploitation du barrage ; Source : Annexe xiii

## 4. Discussion et analyse

Il ressort que le volume de la retenue est capable de satisfaire les besoins estimés après les pertes. Ceci du fait qu'en dépit de ces prélèvements il reste dans le barrage au mois de mai un volume de **63 866 m<sup>3</sup>**. Toutes fois le volume des apports solides indique que le barrage aura une durée de vie de 6 ans, des mesures devront donc être prévues pour réduire au maximum le l'envasement du barrage. A cet effet la délimitation et l'aménagement d'une zone de servitude est une solution à cette problématique.

## B. ETUDES TECHNIQUES DE BASE DE L'AMENAGEMENT

### 1. Etude topographique

L'étude topographique vise à permettre de :

- ❖ délimiter les superficies susceptibles d'être irriguées,
- ❖ construire les modèles de calage hydraulique et
- ❖ procéder aux calculs des volumes de terrassement.

La zone d'étude est marquée par endroit par un microrelief constitué de petites dépressions. Cette étude a été réalisée à travers des logiciels de géolocalisation Google Earth et ArcGis 10.4.

### 2. Etudes de reconnaissance des sols

Cette étude vise à identifier et caractériser les différents sols en place. Les caractéristiques essentielles déterminées sont l'infiltration et la nature des sols.

Ainsi, nous avons effectué des mesures d'infiltration par la méthode du double anneau sur les deux rives du lit mineur du cours d'eau.

Le traitement et l'interprétation des données ont été faite avec Excel, le logiciel minitab pour déterminer les Ksat et SPAW hydrologie nous a permis d'avoir les différentes humidités du sol et les natures des sols.

Les résultats indiquent que le sol en place est un mélange de sable, de limon et d'argile ainsi une infiltration moyenne de 21.6 mm/h a été obtenue. (Cf. Annexe III)

Tableau 17: données d'Infiltration du sol

		Points	Latitude (N)	Longitude (O)	Ksat (mm/h)	Ksat moy(mm/h)	Type de sol avec SPAW
Rive gauche	Aval	01	12°37,340'	1° 35,680'	<b>14,4</b>	<b>17,85</b>	limoneux
		02	12°37,377'	1°35,703'	<b>18,7</b>		limoneux
		03	12°37,309'	1°35,873'	<b>20,44</b>		Sableux-limoneux
	Amont	04	12°37,319'	1°35,606'	<b>20,8</b>	<b>20,7</b>	Sableux-limoneux
		05	12°37,279'	1°35,617'	<b>20,6</b>		Sableux-limoneux
Rive droite	Aval	06	12°37,253'	1°35,609'	<b>21,08</b>	<b>20 ,92</b>	Sableux-limoneux
		07	12°37,276'	1°35,680'	<b>20,75</b>		Sableux-limoneux
	Amont	08	12°37,202'	1°35,655'	<b>25,4</b>	<b>26,42</b>	Sableux-limoneux
		09	12°37,354	1°35,572	<b>30,45</b>		Sableux-limoneux
		10	12°37,377	1°35,495	<b>23,4</b>		Sableux-limoneux
				<b>Moyenne</b>	<b>21,602</b>	<b>Sableux-limoneux</b>	
				<b>Ecart-type</b>	<b>4,21</b>		
				<b>CV</b>	<b>0,19</b>		
				<b>Sol homogène</b>			

Le coefficient de variation est inférieur à 20%. La moyenne peut donc être considéré représentative. Néanmoins nous utiliserons la moyenne de Ksat de chaque rive pour les calculs de dimensionnement.

Tableau 18 : données d'humidités du sol

	RIVE GAUCHE	RIVE DROITE
Ksat (mm/h)	17,8	23,21
ΘFC(%)	26,5	20,5
ΘWP(%)	13,2	12,6

Tableau 19 : caractérisation de la nature du sol

Sol	Nature du sol	% Argile	% Limon	% Sable
RIVE GAUCHE	LOAM	19	36	45
RIVE DROITE	SANDY LOAM	20	7	73
	SANDY LOAM	10	17	73

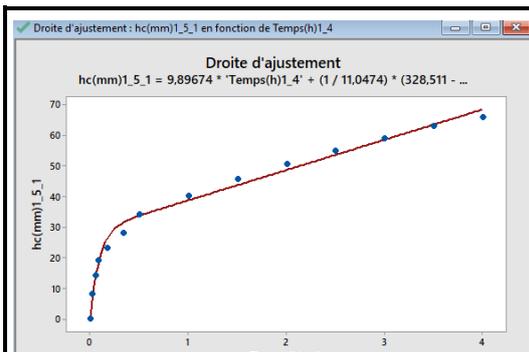


Figure 17: Détermination des Ksat des sols

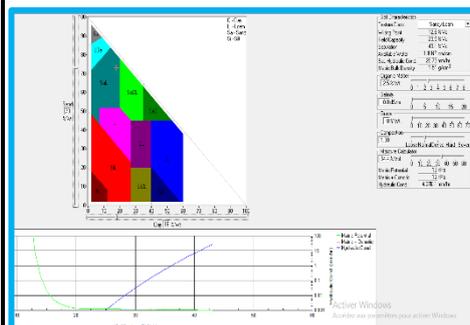


Figure 18: Détermination des humidités des sols

Type de sol	Vitesse d'infiltration de base (mm/h)
Argile	1-7
Argilo-limoneux	7-15
Sable fin-limoneux	15-25
Sablo-limoneux	25-40
Sableux	>40

Figure 19: Type de sol selon le Ksat ; Source : cours Dr KEITA

### 3. Discussion et analyse

L'étude des sols par la méthode des double anneaux a permis de savoir que les sols en présence sont propices aussi bien pour des cultures maraîchères que pour des cultures en verger. Ainsi il ressort que les caractéristiques du sol, notamment le Ksat et les humidités aux champs ainsi qu'au point de flétrissement, sont favorables aux oignons et au citronnier. De même la topographie du terrain indique une faible variation d'altitude, cette homogénéité est favorable à l'aménagement.

## C. DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

### 1. Digue

#### 1.1. Dimensions de la digue

La digue sera un remblai en terre homogène compacté.

Nous avons obtenu au terme du dimensionnement les caractéristiques suivantes de la digue :

Tableau 20: caractéristiques de la digue ; (Cf. Annexe XIII)

CARACTERISITIQUES DE LA DIGUE		
GRANDEURS	SIGNIFICATIONS	COTE (m)
Hauteur de la digue	7,0 m	303
Largeur en crête de la digue	4,0 m	-
Largeur de l'emprise de la digue	39 m	-
Longueur digue rive gauche	750 m	
Longueur digue rive droite	860 m	
Longueur de la digue	1610 m	
Talus amont	1V/2,5H =0,4 m/m	-
Talus aval	1V/2,5H =0,4 m/m	-

#### 1.2. Tranchée d'ancrage et d'étanchéité

Les résultats des études géotechniques permettront le calcul des profondeurs d'ancrage et l'établissement du profil en long de la tranchée. La tranchée aura une largeur de base de 3.5m afin de permettre la circulation des engins de terrassements et limiter les infiltrations sous la digue. Les pentes sont de 1H/3V pour une meilleure adhérence avec le terrain naturel et de favoriser le compactage des talus. Le terrain sera décapé sur l'emprise de la digue de 0.2m.

#### 1.3. Ecoulement interne :

La digue constitue un massif homogène drainé. Son infiltration n'est pas très importante mais constitue une source de ruine potentielle de l'ouvrage si elle n'est pas drainée adéquatement. Le drain est un organe à forte perméabilité destiné à assurer l'interception des eaux d'infiltration et à les évacuer ils sont ordinairement constitués de matériaux granulaires (sables ou graviers) disposés en bandes. Il faut généralement lui associer un filtre pour bloquer la migration potentielle des particules fines du massif à drainer vers le milieu drainant. Le débit de fuite est de  $4.83 \text{ E-}09 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le volume de fuite est de  $0.1 \text{ m}^3$  après un fonctionnement de 8 mois (octobre à mai).

L'étude de l'écoulement interne dans le corps de digue s'est fondée sur la méthode des études menées par KOZENY sur les barrages en terre. Le résultat nous recommande un tapis drainant sous le talus aval. Une tranchée drainante (fossé) de pied complète le dispositif en assurant la collecte et la canalisation des eaux interceptées avec les caractéristiques suivantes :

Tableau 21: caractéristiques du drain (Cf. Annexe XIII)

CARACTERISTIQUE DU DRAIN			
Débit (m <sup>3</sup> /s)	Epaisseur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)
4.83 .10 <sup>-9</sup>	0.046	0.97	11.14

## 1.4. Protection des talus

Les pentes des talus sont obtenues par la méthode forfaitaire pour une hauteur de barrage comprise entre 5 m et 10 m et un type de barrage homogène à fort pourcentage d'argile grâce aux abaques, ainsi ces pentes sont de 0.4m/m pour le talus aval et amont. Les talus doivent être protégés contre les dangers provoqués par les vagues de la retenue, par le ruissellement de la pluie ou par les vents.

### i. Talus amont

La protection du talus amont doit être assurée contre le batillage ou action érosive des vagues. Nous optons pour un enrochement vric-vrac précédé d'une couche de transition (couche pose filtrante) d'épaisseur d'environ 20 à 30 cm, constituée de gravier et de sable (tout venant gravillonnaire) de granulométrie appropriée est nécessaire entre l'enrochement et le remblai. **L'épaisseur minimum de la couche d'enrochement** est donnée par la **formule de HUDSON**. Etant donné que la hauteur des vagues de notre barrage est comprise entre 0,60 et 1,20 m, on a :  $e_{enr}(m) = 0,45$  et  $D_{50}(m) = 0,30$ .

### ii. Talus aval

Nous retiendrons les mêmes matériaux ainsi que leurs épaisseurs de protection du talus amont pour le talus aval.

## 2. Evacuateur de crue

Nous avons choisi un évacuateur de crue de surface, Il comprend le Déversoir et un dissipateur d'énergie

## 2.1. Déversoir :

Les apports en décennale sèche sont environ 2 585 703,12 m<sup>3</sup> cela rassure que la côte 301m fixée pour le déversoir assure une sécurité du remplissage du barrage. Cette côte constitue la côte de déversement des eaux.

Pour un déversoir en béton, la charge maximale admissible sur le seuil est comprise entre 0.7 et 1 m. Par conséquent nous fixons une charge d'eau de 0.9 m au-dessus du seuil (h=0.9m).

Le déversoir est à entonnement frontal à seuil craeger, linéaire en position centrale.

Avec  $m=0,49$ . L'effet du laminage a été pris en compte par la méthode de coefficient  $X_0$ .

Le déversoir est dimensionné comme un barrage poids en béton. On obtient après calculs les caractéristiques suivantes :

Tableau 22: caractéristiques du déversoir (Cf. Annexe XIII)

DONNÉES DU DEVERSOIR		
Grandeurs	Significations	Cotes (m)
Longueur Déversoir	100 m	
Fruit en aval	1V/1H	
Épaisseur en tête mur	1m	
Hauteur du parement	5.0	301
Charge au-dessus du déversoir	0.9 m	301.9
PEN	5 m	301
PHE	5.9 m	301.9
profondeur	1m	
Largeur à la base	6.00	

## 2.2. Bajoyers :

Les bajoyers sont des murs placés de part et d'autre du déversoir, permettant de supporter la poussée du massif de digue et d'éviter l'affouillement de la jonction du déversoir à la digue, Ils seront munis de barbacanes qui permettront d'éviter les effets néfastes de la sous pression. La structure est étudiée comme un mur de soutènement en béton armé sur une tranche linéaire de 1 m de longueur. Pour un mur en T sans contreforts, cela revient à calculer le voile, le patin et le talon (MESSAN, 2014).

Le calcul se fera en deux temps, nous allons d'abord pré-dimensionner les bajoyers en déterminant leurs caractéristiques géométriques et ensuite nous allons procéder aux différentes vérifications de stabilité. On obtient les caractéristiques suivantes :

Tableau 23: caractéristiques du mûr bajoyer (Cf. Annexe XIII)

DONNÉES DU MUR		
Longueur patin	a	0.50
Épaisseur en tête mur	c	0.30
Fruit en amont	d	0.30
Longueur talon	e	1.00
Hauteur du parement	f	7.25
Épaisseur semelle	g	0.50
Longueur Totale du mûr	j	34

### 2.3. Dissipateur d'énergie :

Nous avons choisi le bassin ressaut adapté au contexte de notre ouvrage, le ressaut faisant passer le régime du type torrentiel, obtenu au bas du déversoir, au type fluvial qui correspond aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution. La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude. Ce nombre de Froude ( $Fr=6.85$ ) étant supérieur à 4.5 et la vitesse ( $V1=10.51$  m/s) inférieure à 15m/s nous avons un bassin de type II constitué de chicanes et de blocs de chutes. On obtient les caractéristiques suivantes :

Tableau 24: caractéristiques du bassin de dissipation (Cf. Annexe XI)

Bassin de dissipation retenue	Bassin de type II en cyclopéen	
Tirant d'eau sortant du ressaut	Y2 (m)	2,21
Tirant d'eau avant ressaut	Y1(m)	0.24
Longueur du bassin de dissipation	L	6
Hauteur du seuil terminal	h4 (m)	0,35
Hauteur de blocs chicane	h 2 (m)	0,4
Hauteur de blocs de chute	h1 (m)	0,25
Distance entre bloc chute et chicane	d	1,8

Le chenal de restitution fait suite au bassin ressaut, d'où il transfère l'eau au lit naturel du cours d'eau en écoulement fluvial. Sa pente est estimée à 2‰, tenant compte du plan topographique de l'aval et un fruit de berge de 0.5. Avec un coefficient de Manning Strickler pris égal à 38, ses caractéristiques sont les suivantes : profondeur 1,05m ; largeur 100 m ; longueur 200m.

## 3. Etude des stabilités

### 3.1. Digue

L'étude de stabilité des pentes sur geosolpe a révélé un facteur de sécurité de 3.2 pour la surface la plus critique. Ce facteur de sécurité montre que la stabilité des pentes est assurée.

### 3.2. Déversoir et bajoyer

Il s'agira de donner à l'ouvrage, des dimensions telles que son poids s'oppose avec une marge de sécurité suffisante aux actions déstabilisatrices. Ces actions déstabilisatrices sont le glissement et le renversement sur la fondation ainsi que le poinçonnement. Les forces en jeu sont le poids propre du déversoir, la poussée hydrostatique amont, les sous-pressions, éventuellement la poussée des sédiments cumulés à l'amont et la poussée hydrostatique aval. Il sera considéré une tranche latérale de 1 m du déversoir, également la PHE sera considérée. Les détails sont répertoriés en note de calcul (Cf. Annexe XIII). On obtient :

Il s'agira également de vérifier pour le bajoyer la stabilité au non-glissement, au non renversement, au non soulèvement et au non poinçonnement (Cf. Annexe XIII).

Stabilité	Paramètres	Valeurs	
		Déversoir	Bajoyer
<b>Glissement</b>	Coefficient de sécurité $F_g$	1.2	9.05
<b>Renversement</b>	Coefficient de sécurité $F_r$	1,77	1.81
<b>Règle du tiers central</b>	Excentricité $e$	$e = 0,27$ et $B/6 = 1$	$e = 0,22$ et $B/6 = 0,61$
<b>Rupture</b>	Contrainte minimale	$56,18 > 0$	$50,33 > 0$
	Contrainte maximale	$224.4 < 6000$	$108.46 < 6000$

## 4. Discussion et analyse

Le barrage est réalisé à l'exutoire du bassin du bassin de Goupana, cela est favorable pour le remplissage de la retenue, cependant cette position expose le barrage à des crues car toutes les eaux du bassin convergent vers cet exutoire. Ceci implique donc une rigueur dans le choix du débit de crue du projet et du dimensionnement de l'ouvrage d'évacuateur de crue. A cet effet la crue centennale a été retenue pour les calculs de dimensionnement.

## D. DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE

### 1. Dimensionnement préliminaire

Le dimensionnement a pour objectif de déterminer les grandeurs de base jusqu'au débit d'équipement du système. Du fait de deux systèmes d'irrigation, et de la différence dans la détermination des paramètres, les calculs seront effectués par méthode d'irrigation. Nous choisissons d'aménager deux sites que sont :

**La zone de servitude (50 ha):** constituée des rives gauche et droite en amont de la digue. Avec un total de 72 parcelles soit 36 sur chaque rive de dimensions nette pour chaque parcelle de (100x75) m<sup>2</sup>. Les parcelles sont espacées de 5 m sur la longueur et 4 m sur la largeur.

La culture du citron est identifiée pour cette zone avec le système **d'irrigation localisé**.

**La zone en aval de la digue (30 ha) :** constituée de 10ha en rive gauche du lit mineur et 20ha en rive droite. Avec un total de 54 parcelles soit 18 sur la rive gauche et 36 sur la rive droite de dimensions nette (75x60) m<sup>2</sup>. Les parcelles sont espacées de 5 m sur la longueur et 4 m sur la largeur. (Cf. Annexe X )

La culture maraichère est identifiée pour cette zone avec le système **d'irrigation par aspersion**.

#### 1.1. Caractéristique des cultures

Tableau 25:Caractéristiques des cultures ; Source : cropwat

Culture		Initiat°-Dvloppmt	Croissance	F.Dvloppmt	Maturation	TOTAL
<b>ASPERSION</b>						
<i>Oignon</i>	durée	20	40	30	30	120
	Kc	0,5	0,75	1,05	0,85	
<i>Chou</i>	durée	20	25	60	15	120
	Kc	0,45	0,75	1,05	0,9	
<i>Piment</i>	durée	25	35	40	20	120
	Kc	0,45	0,75	1,15	0,8	
<i>Tomate</i>	durée	30	40	50	30	150
	Kc	0,35	0,75	1,1	0,5	
<b>GOUTTE A GOUTTE</b>						
<i>Citronnier</i>	durée	60	90	120	95	365
	Kc	0,7	0,675	0,65	0,7	

## 1.2. Localisé

Tableau 26: Résultat dimensionnement préliminaire localisé ; (Cf. Annexe VIII)

	Citron
	Mars
Profondeur d'enracinement (Zr (m))	1,5
Humidité au point de flétrissement ( $\theta_{wp}$ )	13,2
Humidité à la capacité aux champs ( $\theta_{fc}$ )	26,5
Réserve Utile (AM (mm/m))	199,5
Evapotranspiration de référence (ET0 (mm))	7,12
Coefficient cultural ( $K_c * K_r$ )	0,585662019
Evapotranspiration max (ETMloc (mm/j))	4,169913572
Pluie Efficace (Pe (mm/j))	0,13
Besoin Max de Pointe (IRn (mm/j))	4,04
Facteur de tarissement (Pr)	0,5
Réserve Facilement Utilisable (RAM (mm/j))	99,75
IRg (mm/jr)	5,49
Fréquence (F (j))	24,71151175
Tour d'eau (T (j))	4
LR (mm/j)	1
Dose réelle (Da (mm))	16,14632096
Efficienc (Ea)	0,9
Superficie (A (ha))	50
Volume réel (Vr (m <sup>3</sup> ))	8073,160478
Dose brute (Dg (mm))	21,94035662
Temps max de fonctionnement (Ts * Ns (h/j))	22
Débit d'équipement (qe (l/s/ha))	0,692561762
Débit Total (Qtot (l/s))	34,6280881
<b>qe retenu pour le projet (l/s/ha)</b>	<b>0,69</b>

### 1.3. Aspersion

Tableau 27: Résultat dimensionnement préliminaire aspersion ; (Cf. Annexe VIII)

	Oignon	Chou Pomme	Piment	Tomate
	Avril	Avril	Avril	Avril
Zr (m)	0,3	0,45	0,7	0,8
$\theta$ wp	13,2	13,2	13,2	13,2
$\theta$ fc	26,5	26,5	26,5	26,5
RU (mm/m)	133	133	133	133
ET0 (mm)	7,41	7,41	7,41	7,41
Kc	1,05	1,05	1,016666667	1,044625
ETM (mm/j)	7,78	7,78	7,53	7,74
Pe (mm/j)	0,68	0,68	0,68	0,68
BMP (mm/j)	7,10	7,10	6,86	7,06
pr	0,23	0,35	0,27	0,39
RFU (mm/j)	9,22	20,89	24,95	41,28
F (j)	1,29745	2,94033	3,63882	5,8441
T (j)	2	2	3	5
Dr (mm)	14,20766667	14,20766667	20,5705	35,32002292
Ea	0,75	0,75	0,75	0,75
A (ha)	27	27	27	27
Vr (m3)	3836,07	3836,07	5554,035	9536,406188
Db (mm)	18,94355556	18,94355556	27,42733333	47,09336389
Ts * Ns (h/j)	22	22	22	22
qe (l/s/ha)	1,195931538	1,195931538	1,154349046	1,189226361
Qtot (l/s)	32,2901515	32,2901515	31,167424	32,1091117
qe retenu pour le projet (l/s/ha)	<b>1,19</b>			

Ce dimensionnement primaire nous indique un besoin en eau d'irrigation de **837 021m<sup>3</sup>** réparti **362 042,846 m<sup>3</sup>** en pour 50 ha en irrigation localisée et **474 978 m<sup>3</sup>** pour deux campagnes sèches de cultures maraichères sur 30ha en irrigation par aspersion. Les études de bases nous donnent

un volume d'eau disponible pour exploitation de **3 037 144,6 m<sup>3</sup>** dans le barrage de Goupana. Le débit d'équipement retenu est de **1,2 l/s/ha** pour nos cultures

## 2. Dimensionnement final

Il consistera au choix des asperseurs et des goutteurs respectant les quatre critères de Christiansen; et aux choix des conduites.

### 2.1. Localisé

Nous avons utilisé le logiciel « Random number generator » pour le choix aléatoire de 12 échantillons de citronnier, afin de mesurer la canopée. Bien avant nous avons réalisé 3 doubles anneaux dans le verger de citronnier de 1.5ha en aval du barrage de koubri. Les Ksat obtenus sont : 9,8mm/h ; 21,1 mm/h et 25,32mm/h. Le ksat 9,8 mm/h est compris entre 7 et 15 donc il s'agit d'un sol argileux limoneux, cette partie correspond à la zone proche du barrage, les citronniers qui y sont ne seront pas considérer car le sol de notre site à aménager est sableux limoneux pour la rive droite (26,42mm/h) et sable fin limoneux sur la rive gauche (20,7mm/h). En considérant 29 citronnier autour de chaque zone correspondant respectivement à 21,1 mm/h et 25,3 mm/h, nous obtenons les citronniers N° : 12 ; 21 ; 15 ; 20 ; 2 ; 17 et 5 ; 7 ; 28 ; 2 ; 9 ; 10.

Les mesures de ces 12 échantillons donnent : 3,1 ; 2,8 ; 3,3 ; 3 ; 2,6 ; 2,3 et 2,5 ; 2,7 ; 3,2 ; 2,4 ; 2,1 ; 3,4. La moyenne donne 2,78 m soit 9,1 ft. En projetant sur la courbe de « simplified design graph » on obtient 4 goutteurs de 1GPH. (Cf. Annexe III)

Choix des goutteurs : nous avons choisi les goutteurs à partir du « simplified design graph » dans le cours de localized irrigation. Ce graph nous donne le nombre de goutteur de 1GPH autour de 1 plant selon la taille de la canopée et de la nature de l'arbre. Nous obtenons 4 goutteurs en considérant une canopée de 2.5m.

*Tableau 28 caractéristiques du goutteur choisi ; (Cf. Annexe IX):*

Noms du produit	catalogue NETAFIM de Janvier 2013
Débit	1 GPH
Pression	3 bars
Espacement	0,5 m
Diamètre mouillé	1 m
Pluviométrie	2.9 mm/h

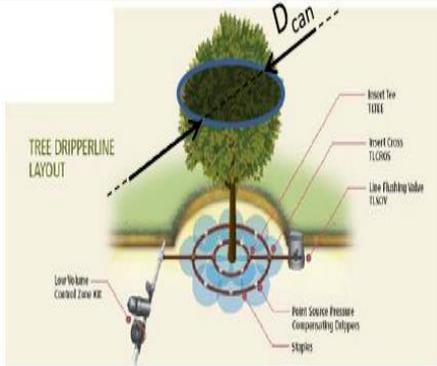


Figure 20: détermination de la canopée

Simplified Drip Design Graph

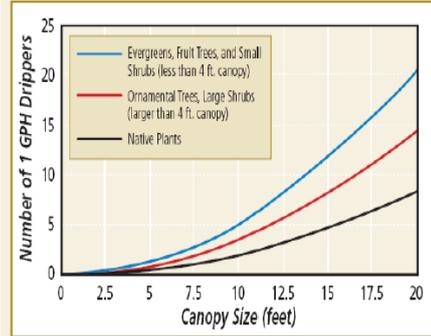


Figure 21: détermination du nombre de goutteurs

Wetted Diameter & Wetted Area per Dripper (per soil type)

Dripper Flow Rate	Wetted Diameter per Dripper (ft.)			Wetted Area per Dripper (sq. ft.)		
	Clay Soil	Loam Soil	Sandy Soil	Clay Soil	Loam Soil	Sandy Soil
0.5 GPH	5 - 7 ft.	3 - 5 ft.	2 - 3 ft.	20-38 sq. ft.	7-20 sq. ft.	3-7 sq. ft.
1.0 GPH	7 - 8 ft.	5 - 6 ft.	3 - 3.5 ft.	38-50 sq. ft.	20-28 sq. ft.	7-10 sq. ft.
2.0 GPH	8 - 9 ft.	6 - 7 ft.	3.5 - 4 ft.	50-64 sq. ft.	28-38 sq. ft.	10-13 sq. ft.

Not recommended due to soil infiltration rates.

Figure 22: choix des goutteurs ; Source : cours irrigation localisée Dr A. KEITA

**Critères de Christiansen :**

- ❖  $Pe=2.9\text{mm/h}$ ,  $K_{sat}=20.9\text{mm/h}$ , donc  $Pe < K_{sat}$  ;
- ❖  $D_{mouillée}=1\text{m}$ ,  $K=0.5$ ,  $e_{max}=0.5$  ; donc  $e_{max} \leq D_{mouillée}$  ;
- ❖  $T_s=9.4\text{h}$  ;  $N_s=2$  ;  $T_{wmax}=22\text{h}$  ; donc  $T_s \times N_s < T_{wmax}$  ;
- ❖  $\Delta P_{tot} < 1/5 P_{nom}$  ;  $\Delta P_{adm}=6\text{m}$  ;  $\Delta P_{preliquat \text{ rive gauche}}=1.72\text{m}$  ;  $\Delta P_{preliquat \text{ rive gauche}}=1.03\text{m}$

Le débit de la rampe est estimé à **0,18925 m<sup>3</sup>/h** et également celui du porte rampe **0,56775 m<sup>3</sup>/h** sur chaque rive. Egalement les débits des conduites secondaires sur chaque rive est de **1,70325 m<sup>3</sup>/h** et celui des conduites primaire est de **20,439 m<sup>3</sup>/h**. Le débit total sur chaque rive en amont pour le système localisé sera donc **20,439 m<sup>3</sup>/h**.

Nombre de rampe	:	<b>20</b>
Nombre de rampe simultané	:	<b>3</b>
Nombre de goutteurs par rampe	:	<b>100</b>

**Choix des conduites :**

Rampe	:	<b>PE PN6 DN75</b>
Porte rampe	:	<b>PE PN6 DN75</b>
Conduite secondaire	:	<b>PVC PN6 DN 110</b>
Conduite primaire	:	<b>PVC PN6 DN 160</b>
Conduite principale	:	<b>PVC PN6 DN 160/200</b>

## 2.2. Aspersion

**Les rives droites et gauches en aval du barrage (30ha) :** Avec un total de 54 parcelles de 4500 m<sup>2</sup> soit 18 sur la rive gauche et 36 sur la rive droite de dimensions nette pour chacune de (75x60).

Les parcelles sont espacées de 5 m sur la longueur et 4 m sur la largeur.

Les cultures maraîchères sont identifiées pour cette zone, nous avons retenu la culture la plus contraignante en occurrence l'oignon. Avec un BMP=7.10 . (Cf. Annexe IX)

**Choix de l'asperseur :**

GYRONET TETE EN HAUT ANTI-INSECTE EMBASE AUTO-TARAUDANTE									
Modèle Turbine SR*					Modèle Turbine LR*				
l/h	Ø arrosé**		Ø arrosé**		Ø arrosé**		1	100	€
40	64000-008651	GYR040SRAT	4,5 m	64000-001007	GYR040LRAT	5,5 m	1	100	1,12
60	64000-009911	GYR060SRAT	5 m	64000-002261	GYR060LRAT	7 m	1	100	1,12
70	64000-009951	GYR070SRAT	5,5 m	64000-002303	GYR070LRAT	7 m	1	100	1,12
90	64000-011206	GYR090SRAT	6 m	64000-003556	GYR090LRAT	7 m	1	100	1,12
120	64000-011255	GYR120SRAT	6,5 m	64000-003605	GYR120LRAT	8 m	1	100	1,02

\* Turbine SR = petit diamètre = bleue. \* Turbine LR = grand diamètre = violette (30 à 40 l/h) et noire (50 à 90 l/h). \*\* Pression : 2,5 bars, arroseur à 20 cm du sol

Figure 23: Catalogue de choix des asperseurs ; Source : cours irrigation localisée Dr A. KEITA

Tableau 29: caractéristiques des asperseurs

Diamètre mouillé (m)	Type de disposition	Espacement asperseurs (m)	Espacement Rampes (m)	Pression nominale (bars)	Pluviométrie asperseur (mm/h)	Débit (l/h)
6	carré	3	3	2.5	10.0	90

**Critères de Christiansen :**

- ❖  $Pe=10\text{mm/h}$ ,  $K_{sat}=17.85\text{mm/h}$ , donc  $Pe < K_{sat}$  ;
- ❖  $D_{mouillée}=6\text{m}$ ,  $K=0.5$ ,  $e_{max}=3$  ; donc  $e_{max} \leq D_{mouillée}$  ;
- ❖  $T_s=1.9\text{h}$  ;  $N_s=11$  ;  $T_{wmax}=22\text{h}$  ; donc  $T_s \times N_s < T_{wmax}$  ;
- ❖  $\Delta P_{tot} < 1/5 P_{nom}$  ;  $\Delta P_{adm}=5\text{m}$  ;  $\Delta P_{preliquat \text{ rive gauche}}=0.74\text{m}$  ;  $\Delta P_{preliquat \text{ rive gauche}}=0.54\text{m}$

Le débit de la rampe est estimé à **2.25 m<sup>3</sup>/h** et également celui du porte rampe **2.25 m<sup>3</sup>/h** sur chaque rive. Egalement les débits des conduites secondaires sur chaque rive est de **6,75 m<sup>3</sup>/h**.

La conduite primaire de la rive gauche est **40.5 m<sup>3</sup>/h** et celui de la rive gauche est de **81 m<sup>3</sup>/h**.

Le débit total sur la rive gauche en aval de la digue pour le système d'aspersion sera donc **40.5 m<sup>3</sup>/h** et sur la rive droite

**Nombre de rampe : 20**  
**Nombre de rampe simultané : 1**  
**Nombre d'asperseurs par rampe : 25**

**Choix des conduites :**

Rampe :	<b>PE PN6 DN75</b>
Porte rampe :	<b>PE PN6 DN75</b>
Conduite secondaire :	<b>PVC PN6 DN 160</b>
Conduite primaire :	<b>PVC PN6DN 200/250</b>
Conduite principale :	<b>PVC PN6DN 200/280</b>

## 2.4. Calcul de hauteur manométrique

La hauteur manométrique est une grandeur permettant de choisir la pompe convenable. Elle est calculée en tenant compte de toutes les pertes de charges du système, de la hauteur géométrique la plus contraignante, de la pression nominale et les pertes de charges des filtres et injection. (Cf. Annexe XIII)

Pour le localisé : Elle est estimée à **47,4m** sur la rive gauche et **48.1 m** sur la rive droite ;

Pour l'aspersion: Elle est estimée à **41,8 m** sur la rive gauche et à **43,07m** pour la rive droite. (Cf. Annexe IX)

## 2.5. Discussion et analyse

Le volume d'eau disponible pour les besoins agricoles après les pertes et autres usages est **900 886,94m<sup>3</sup>**. Les besoins en eau de cultures maraîchères est estimé à 25 000 m<sup>3</sup> d'eau par les techniques d'irrigation classique (source : bulletin FAO54), ce qui correspond à une superficie de 36ha avec le volume d'eau disponible dans la retenue. Le pré-dimensionnement de 30ha pour des cultures maraîchères avec le système d'irrigation par aspersion nous indique un besoin de **474 978 m<sup>3</sup>** d'eau pour deux campagnes sèches. Au regard de l'économie substantielle d'eau que permet cette méthode d'irrigation, le pré-dimensionnement d'un aménagement dans la zone de servitude a été réalisé et a abouti à un besoin en eau de **362 042,8 m<sup>3</sup>** pour 50 ha de culture de citron en irrigation localisée, ceci pour non seulement apporter des revenus aux producteurs mais aussi de protéger la retenue de l'ensablement qui réduit considérablement la durée de vie de l'ouvrage. L'espace de la zone de servitude appartient à

des particuliers, son aménagement en verger est donc une solution idéale pour garantir le droit de propriété et de préserver le barrage tout en générant des revenus pour les producteurs. Le choix de ces méthodes modernes d'irrigation permet donc d'optimiser l'exploitation de la ressource en permettant l'aménagement et l'exploitation de 80ha pour une utilisation minimum de l'eau.

### 3. Bassin de décantation

L'eau du barrage est généralement chargée de matière en suspension, cela perturbe le fonctionnement des équipements surtout dans le cas de l'irrigation goutte à goutte. Pour assurer la pérennité des équipements nous proposons un bassin de décantation qui permettra la sédimentation des matières solides dans l'eau. Il sera dimensionné comme un réservoir enterré :

Tableau 30: caractéristique du bassin de décantation ; (Cf. Annexe XIII)

Paramètres	Valeurs
Hauteur (m)	3
Longueur (m)	40
Largeur (m)	30
Volume (m <sup>3</sup> )	3600
Epaisseur du radier (cm)	40
Epaisseur des parois (cm)	30
Enrobage (cm)	3

Le bassin de décantation permet de réduire la turbidité de l'eau du barrage pour la rendre compatible avec les équipements modernes d'irrigation que sont notamment les lignes de goutteur. Le rôle du bassin de décantation est donc une exigence pour la pérennité du bon fonctionnement des équipements. Il a été dimensionné comme un réservoir enterré en considérant donc les poussées des terres, mais aussi en considérant la durée de séjour de sorte que la vitesse de passage de l'eau dans le bassin pour permettre le dépôt des particules fines.

### 4. L'ouvrage de prise d'eau et de vidange

Nous optons pour un dispositif de vidange combiné à une prise d'eau. L'usage de l'abaque permet d'adopter pour la vidange une conduite en acier de diamètre 800 mm débit de 1.1 m<sup>3</sup>/s avec une pente 1/200 pour un remplissage de 80 %. (Cf. Annexe XI). On la placera sous la rive droite sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de 0,20 m d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille. Puis on referme ensuite le remblai en le compactant.

La prise d'eau sera en acier et de diamètre inférieur à la conduite de vidange dans laquelle elle sera glissée. Ces caractéristiques sont obtenues à partir de l'abaque. (Cf. Annexe XI). Nous

aurons une conduite en acier de diamètre 600 mm un débit de 0.5 m<sup>3</sup>/s avec une pente 1/200 pour un remplissage de 80 %. Ils seront calés à la côte en amont 296.6 met en aval 296m. On la placera sous la rive droite sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de 0,20 m d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille. Puis on referme ensuite le remblai en le compactant.

## 5. Drainage de l'aménagement:

Les plus grandes profondeurs racinaire étant de 1.5 m et au regard du niveau de la nappe phréatique qui avoisine 18 m, nous n'aurons pas besoin de drainage subsurface. Le drainage concernera donc les eaux de surface ruisselées (Cf. Annexe XIII).

Nous dimensionnerons donc un réseau de drainage constitué essentiellement de colature de garde pour collecter les eaux sauvages. A cet effet le calcul de débit sera par l'utilisation de la formule de Manning Strickler nous permet de déterminer les dimensions des colatures.

*Tableau 31: débit des colatures*

Débit des colatures (m <sup>3</sup> /s)			
Rive gauche amont	Rive droite amont	Rive gauche aval	Rive droite aval
0,16	0,16	0,065	0,13

*Tableau 32: dimensions des colatures*

COLATURES		
		Tronçons(m)
Rive gauche amont	AB	1600
	CD	200
	EF	200
Rive droite amont	A'B'	1600
	C'D'	200
	E'F'	200
Rive gauche aval	MN	500
	OP	250
	QR	250
Rive droite aval	ST	1000
	UV	250
	YZ	250

Le réseau de drainage de surface a été retenu au regard des faibles profondeurs racinaire des cultures envisagées (max de 1.5m) et de la profondeur de la nappe phréatique estimé à 18m ; cette grande différence nous dispense d'un réseau de drainage subsurface. Des colatures de gardes ont donc été dimensionné grâce à la connaissance des lames d'eau ruisselées ; des superficies à drainées et par l'utilisation de la formule de débit de maning-strickler. On obtient

donc des colatures destinées à collecter les eaux sauvages sur le périmètre aménagé. De plus la zone ne présentant pas une salinité nécessitant un assainissement des sols, le réseau de colature est suffisant pour assurer la protection et le drainage de l'aménagement.

## 6. Station de pompage

Il y'aura deux stations de pompage alimentant chaque rive. Chaque station comportera deux pompes réparties pour l'amont et l'aval. Le choix des pompes s'est effectué à partir du catalogue NOLH\_50HZ et par la détermination des points de fonctionnement. Le tableau suivant indique les caractéristiques des pompes (Cf. Annexe VI).

Tableau 33: caractéristiques des pompes ; source : catalogue NOLH\_50HZ

	Choix des pompes			
	Rive gauche amont	Rive droite amont	Rive gauche aval	Rive droite aval
P (KW)	8	8	14	35
HMT (m)	58	58	55	60
Débit (m <sup>3</sup> /h)	28	28	62	160
NPSHrequis	2.1	2.1	3	5
NPSHd	<b>3,19</b>	<b>2,5</b>	<b>3,2</b>	<b>5,01</b>
Nom catalogue	NOLH 32-200B	NOLH 32-200B	NOLH 40-200	NOLH 65-250
Rendement (%)	64	64	67	73
Φ (mm)	214	214	214	255

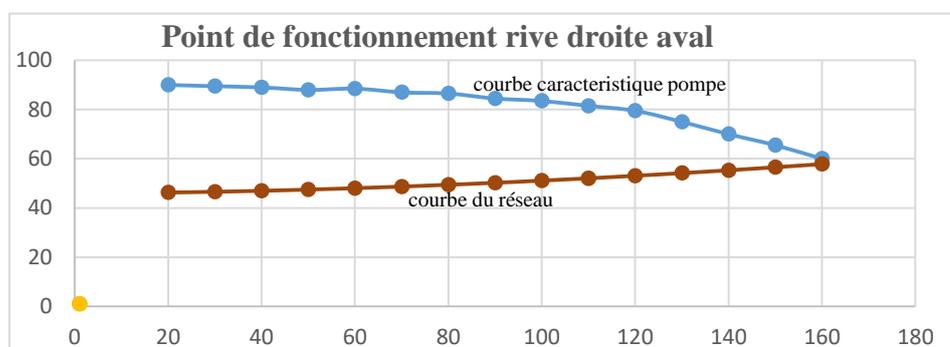
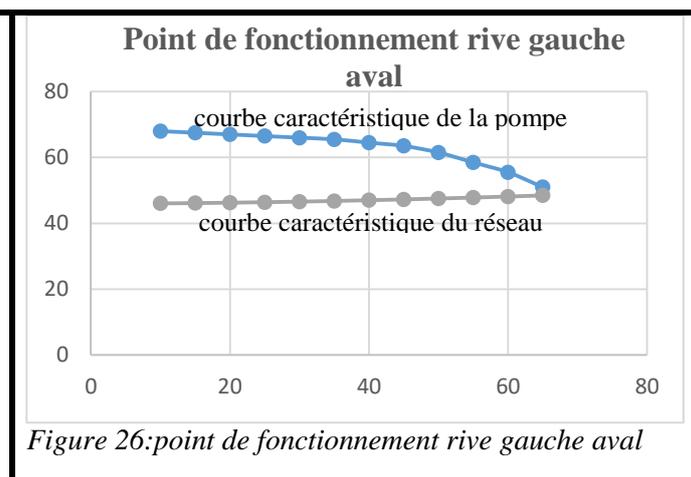
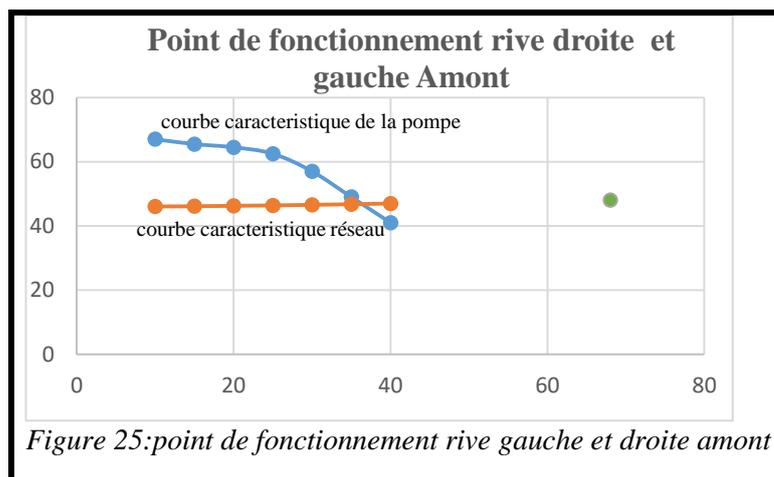


Figure 24: point de fonctionnement



NB : les pompes seront acquises en double pour permettre une recharge en cas de panne. La station de pompage est installée pour les deux systèmes d'irrigation, sur chaque rive. Le choix des pompes s'est fondé sur les débits et la HMT requis par le réseau. Dans les catalogues, les pompes choisies doivent avoir un débit correspondant aux débits recherché avec HMT et une puissance supérieure ou égale celle du réseau, aussi le NPSHd doit être supérieur à celui requis pour éviter la cavitation qui est préjudiciable à la pompe. On déterminera le point de fonctionnement à partir de la courbe caractéristique de la pompe et de celle du réseau, ce qui permettra de déterminer les débits et HMT optimum. Nous aurons donc quatre pompes réparties deux à deux dans chaque station de pompage. Trois types de pompes ont été retenu de marque NOLH 40-200 ; NOLH 65-250 et NOLH 32-200.

## 7. Choix du type d'alimentation

Deux groupes électrogènes seront acquis pour chaque station de pompage. Leur choix a tenu compte de la puissance des pompes de la consommation en carburant et du cout économique. (Cf. Annexe VI).Ce sont donc :

- ❖ Rive gauche : un groupe électrogène de 22 KVa ;
- ❖ Rive droite : un groupe électrogène de 50 KVa.

Les caractéristiques de ces groupes électrogènes figurent en **annexe VI**.

Deux options se présentent pour l'alimentation en énergie, il s'agit de l'utilisation de groupe électrogène fonctionnant au gasoil et du solaire photovoltaïque. L'analyse comparative des deux options indique que le solaire photovoltaïques est rentable sur le long terme mais nécessite un investissement de base très élevé tandis que le groupe électrogène est moins couteux mais nécessite des charges d'exploitation courantes. Les deux options ayant été traité dans cette étude nous suggérons de choisir selon moyens financiers disponible. (Cf. Annexe XIV).

## VI. ETUDE DES COÛTS

L'étude des couts concernera l'évaluation des coûts d'exécution du barrage et de l'aménagement y compris les prestations du maître d'œuvre. Egalement une simulation du chiffre d'affaire des producteurs et leurs charges d'exploitation est proposé et nous permettra de déduire le bénéfice annuel donc de la Durée de Retour sur Investissement (DRI). Cela nous permettra d'apprécier la rentabilité des investissements. Les coûts unitaires ont été estimés à partir du coût réel des intrants, de la location journalière des matériels de travaux et logistique, des mains d'œuvre du personnel, et des charges fixes de l'entrepreneur. L'exigence des cahiers de clauses techniques particulières (CCTP) requis pour ces types de travaux a également été prise en compte. (Cf. Annexe V).

### A. COÛT ESTIMATIF DU BARRAGE

Le résumé de l'évaluation des coûts de réalisation du barrage est recensé dans le tableau ci-dessous : (Cf. Annexe V).

*Tableau 34: Coût estimatif des travaux du barrage*

Désignation	Coût total (FCFA)
Amené repli, installation	20 000 000
Tranchée d'ancrage	44 365 000
Digue	841 398 900
Evacuateur de crue	248 089 275
Ouvrage de prise	16 715 000
Maitrise d'œuvre	140 000 000
<b>TOTAL TTC</b>	<b>1 522 869 732</b>

### B. COÛT ESTIMATIF DE L'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE

L'évaluation du coût de l'aménagement est résumée dans le tableau ci-dessous : (Cf. Annexe V).

Tableau 35: cout de l'aménagement hydro-agricole

Désignation	Coût total (FCFA)
Amené repli	5 600 000
Terrassements	160 975 000
topographie	305 000
Fourniture et pose système d'irrigation	28 095 000
Construction des aires de stockage	34 430 000
Drainage	6 277 500
Station de pompage	89 500 000
Maitrise d'œuvre	40 000 000
<b>TOTAL TTC</b>	<b>430 915 350</b>

## C. ESTIMATION DE LA DUREE DE RETOUR SUR INVESTISSEMENT (DRI)

Le chiffre d'affaire a été estimé en considérant d'une part le rendement moyen à l'hectare, d'autre part en considérant les prix à "bord champ", ce qui permet d'anticiper les cas défavorables extrême. De même les charges d'exploitation extrême ont été considérées pour pallier aux imprévus. A partir du bénéfice annuel obtenu par la différence entre le chiffre d'affaire et des charges d'exploitation, on déduit de la DRI par le rapport entre l'investissement et le bénéfice. (Cf. Annexe V).

Tableau 36:détermination de la DRI

Désignation	Montant (FCFA)	
<b>CHIFFRE D'AFFAIRE</b>		
Oignon	112 500 000	157 500 000
citron	45 000 000	
<b>CHARGES D'EXPLOITATION</b>		
Gazoil	33 264 000	84 764 000
Maintenance : vidange +pièce rechange	8 000 000	
Intrants citron	22 500 000	
Intrants oignon	21 000 000	
<b>BENEFICE</b>		
BENEFICE	72 736 000	
Durée de Retour sur Investissement		
<b>DRI</b>	<b>27 ans</b>	

Ces investissements seront donc rentables à partir de la 27<sup>e</sup> année d'exploitation, la durée de vie des ouvrages étant 50 ans au moins, on peut affirmer que la réalisation de ce projet est profitable et sera économiquement viable

## VII. NOTICE ENVIRONNEMENTALE

Ce projet nécessite une notice d'impact environnementale pour prévenir ses éventuels effets nuisible à l'Homme et à l'environnement. (Cf. Annexe I).

Vu la nature des travaux et des ouvrages qui seront réalisé nous avons identifié et évalué les impacts suivants :

### A. IDENTIFICATION ET EVALUATION DES IMPACTS

Tableau 37: identification et évaluation des impacts

Phase projet  Activités sources d'impacts	CONSTRUCTION			EXPLOITATION		
	Effet négatif	Effet positif	Effet nul	Effet négatif	Effet positif	Effet nul
Zone d'emprunt			x		x	
Déplacement des engins : vibrations et poussière	x					
Délimitation du lit majeur du barrage : déguerpissement de riverain	x			x		
Perturbation des activités socio-économique : relocalisation commerçants	x			x		
Déboisement pour implantations	x					
Dégradation de sites sacrés	x			x		
Afflue d'ouvriers : risques sanitaires	x			x		
Déchets générés par les ouvriers sur le site	x					
Modification du régime du cours d'eau			x	x		
Pratiques culturelles : assolement, jachère, zai					x	

Utilisation de pesticide dans les cultures				x		
Culture intensive : engrais chimiques				x		
Station de pompage : Pollution des eaux en hydrocarbure				x		

## B. PLAN DE GESTION DES RISQUES

Tableau 38: Plan de gestion des risques

Activités sources/dangers	Risques	Critère d'évaluation		Évaluation	Mesures préventives
		probabilité	gravité		
Changement climatique	inondation	3	2	6	- Évacuateur de crue ; - vidange de fond
	sécheresse	2	2	4	- puits et forage ; - reboisement
	pluviométrie				-
	canicule	2	3	6	- Mesures de protections individuelles des producteurs (casque...) ; - Aire de repos
Absence de recharge de la nappe	affaissement	2	2	4	- Remblai organique ; - Réduction des ruissellements
Circulation d'engin sur le chantier	Accident	3	2	6	- Ralentisseurs ; - Panneaux de signalisation ; - Limitation de vitesse
Fonctionnement des moteurs (machines)	Explosion/incendie	2	3	6	- Extincteur ; - Capotage des moteurs
Fonctionnement des moteurs (machines)	pannes	2	1	2	- Entretien maintenance régulier des machines ; - Formation des agents
Exploitation de l'aménagement	intoxication par des pesticides	3	3	9	- Installation de centre de santé ; - Formation des agents de santé ;

					- Sensibilisation des producteurs
Exploitation de l'aménagement	Contamination aux germes pathogène	3	2	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mesures de protection individuelle des producteurs (gants, bottes,...)</li> <li>- Installation de centre de santé ;</li> <li>- Formation des agents de santé ;</li> </ul>

**Probabilité :**

**A :** probable =3

**B :** improbable=2

**C :** très improbable=1

**Gravité :**

**A :** très grave=3

**B :** grave =2

**C :** faible =1

## C. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

### 1. Plan de gestion environnemental

Les principales mesures à prendre suite à l'étude environnementale concernent :

#### 1.1. Surveillance environnemental

Il s'agit vérifier que toutes les exigences et conditions en matière de protection de l'environnement sont effectivement respectées :

- ❖ Vérification du respect des normes d'émissions de particules fines et du bruit durant phase de construction ;
- ❖ Vérification de la gestion des déchets du site ;
- ❖ Suivi des séances de formation et sensibilisation ;
- ❖ Evaluation des impacts sur les espèces protégées ;
- ❖ Suivi des campagnes de reboisement ;
- ❖ Vérification de réalisation des infrastructures socio-économiques.

## 1.2. Suivi environnemental

Il vise à déterminer les impacts réels les plus préoccupants du projet comparativement aux pronostics d'impacts réalisés :

- ❖ Comparer les modifications du paysage ;
- ❖ Comparer les quantités d'espèces protégées par vérification de la restauration effectuée ;
- ❖ Enquête socio-économique ;
- ❖ Vérification de la réinstallation et de la réinsertion socio-professionnelle des habitants relocalisés ;
- ❖ Comparer la situation sanitaire initiale de celle en cours d'exploitation de l'aménagement.

## 2. Plan de gestion et d'entretien des ouvrages

L'élaboration d'un plan de gestion et d'entretien permettra d'assurer la durabilité des ouvrages et source de gain économique par la réduction des coûts des pannes ainsi que la pérennité de l'exploitation. A cet effet ce plan comportera les éléments suivants :

L'identification et la désignation des Acteurs de la gestion du barrage et du périmètre ;

La Répartition des parcelles aux producteurs et leur responsabilisation dans l'exploitation des périmètres.

## 3. Discussion et analyse

L'importance de la gestion et entretien des ouvrages a commandé l'élaboration d'un plan qui désigne les acteurs, leur rôle, ainsi que l'identification et le traitement des pathologies de façon précoce afin de prévenir leur impact sur les ouvrages. La contrainte principale réside dans la mise en œuvre de ce plan qui nécessitera un renforcement de capacités des acteurs par des formations et une motivation à exécuter le plan. A cet effet une sensibilisation des acteurs et leur organisation en groupement avec des cotisations permettrait de faire face à la gestion et entretien des ouvrages.

## VIII. CONCLUSION

Pour résoudre la problématique de réalisation d'une retenue d'eau pérenne capable de satisfaire les besoins d'agriculture de contre saison en utilisant des techniques modernes d'irrigation, nous avons après les résultats des études technique de base, dimensionné un barrage en terre homogène muni d'un déversoir en béton profil craeger et d'un aménagement hydro-agricole par les systèmes d'irrigation par aspersion et localisé.

Nos résultats montrent que la digue et l'évacuateur de crue permettront le stockage de volume d'eau suffisant (**3 037 144,6m<sup>3</sup>**) pour compenser les pertes en évaporation et infiltration (**2 107 140,8m<sup>3</sup>**), et satisfaire les besoins agricoles et divers (**866 138m<sup>3</sup>**). Ceci grâce à une itération entre les hauteurs de la cuvette et les volume correspondant en tenant compte des exigences de besoin d'eau requis, ce qui a abouti au calage des côtes du déversoir (**301m**), de la digue (**303m**) et des dimensions des ouvrages connexes.

Egalement ces résultats montrent que l'aménagement hydro-agricole avec le système d'irrigation par aspersion et localisé, permet une économie substantielle en ressource en eau. Cela grâce à l'apport aux plantes des pluviométries requises en limitant les pertes, notamment l'évaporation. On obtient ainsi les besoins totaux en eaux pour l'agricultures sur la superficie de 80ha, de **837 022 m<sup>3</sup>** d'eau réparti en **362 042,8 m<sup>3</sup>** pour 50 ha en irrigation localisée et **474 980 m<sup>3</sup>** pour deux campagnes sèches de cultures maraichères sur **30ha** en irrigation par aspersion.

L'étude des sols par la technique de double-anneau indique la présence de sols sablo-limoneux et sable fin limoneux. Les caractéristiques de ces sols permettent les cultures retenues en occurrence l'oignon en aval de la digue et le citronnier pour la zone de servitude en amont de la digue. Nous retenons que l'aménagement par aspersion et goutte à goutte permettent pour la même superficie en irrigation gravitaire une économie d'eau de plus de 200%.

Nous avons mis en évidence la pérennité de l'ouvrage en remédiant à l'ensablement précoce de la cuvette par les apports solides. Ceci, par l'aménagement de la zone de servitude comprenant les rives gauche et droite amont la digue. Pour réduire les charges d'exploitation le solaire photovoltaïque est préconisée à cet effet, mais sa rentabilité est à long terme car très coûteux à l'achat (Cf. Annexe XIV).

La durée de vie de ces ouvrages est estimé à 50ans tandis la Durée de Retour sur Investissement (DRI) est de 27ans, il apparait donc que la réalisation de ces ouvrages est rentable, et participera à l'essor économique local.

## IX. RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

Il apparaît que l'évaporation est un sérieux obstacle pour le stockage de l'eau en zone sahélienne, en moyenne 2 mètres d'eau sont perdues chaque année dans les retenues d'eau des pays sahéliens. Des solutions doivent être identifiées pour remédier à cette problématique. A cet effet il est recommandé des études sur des techniques permettant réduire ce phénomène.

Les techniques modernes d'irrigation en occurrence l'aspersion et le localisé ne sont toujours pas bien intégré dans les grands projets d'aménagement hydro-agricole, pourtant leur efficacité n'est plus à démontrer en terme d'économie d'eau. Si l'indisponibilité des équipements peut expliquer cette situation en partie, il convient de reconnaître la non appropriation de ces techniques modernes par les professionnels du secteur, qui par réflexe envisage les aménagements hydro-agricole en gravitaire ou semi-californien. Il est recommandé à cet effet une vulgarisation de ces techniques et la mise en disponibilité des équipements au niveau national.

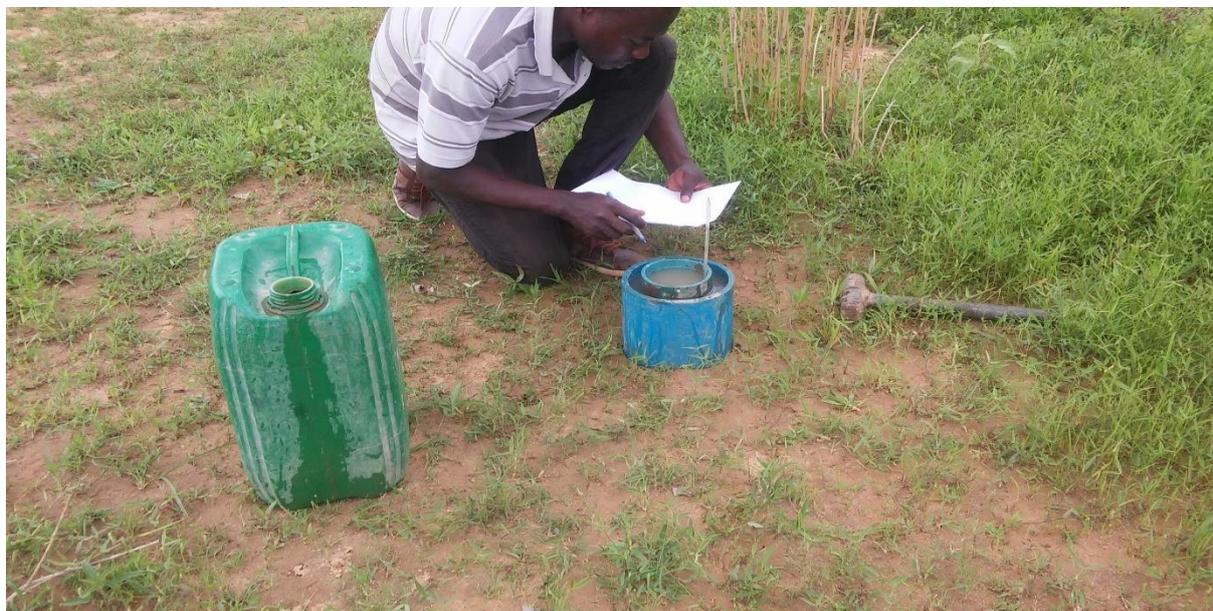


Figure 27: Réalisation du double anneau ; Source : photo sortie terrain

## X. BIBLIOGRAPHIE

### Bibliographie

- Zie. (2015). *Aménagement hydro-agricole d'un périmètre aval du barrage: cas de tia*. Ouagadougou.
- ANDRIANISA, H. (2014). *cours de pompes et stations de pompage*. Ouagadougou: Zie.
- ANDRIANISA, H. (2015). *cours sur assainissement pluvial*. Ouagadougou: Zie.
- ARDOIN-BARDIN, S. (2004). *variabilité hydro-climatique et impacts sur les ressources en eau de grands bassins hydrographiques en zone soudano-sahélienne*. Montpellier: Université Montpellier II.
- CARTIER, G. (1984). *bulletin de liaison des laboratoires des pots et chaussées: digues et barrage de faible hauteur*.
- CEMAGREF. (2002). *petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*.
- DIONE, A. (2017). *Stabilité des pentes et des talus*. Université de Thiès UFR-SI.
- DURAND. (1995). *Petits barrage et digue deversante pour l'aménagement rural*. Ouagadougou.
- DURAND, a. (1998). *technique des petits barrage en afrique sahélienne et équatoriale*. cemagref.
- EIER-ETSHER. (2006). *Mémoire technique etude d'avant -projet détaillé du barrage de gounghin*. ouagadougou.
- FAO. (1980). *Bulletin 33 FAO d'irrigation et drainage:réponse des rendements à l'eau*. Rome.
- FAO. (1996a). *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*. Rome.
- FAO. (1996b). *crues et apports, manuel pour l'estimation des crues décennales et apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche*. Rome.
- KEITA, A. (2008-2017). *cours localized irrigation v2.19*. Ouagadougou: Zie.
- KEITA, A. (2009-2018). *cours d'irrigation par aspersion v2.28*. Ouagadougou: Zie.
- MESSAN, A. (2014). *Béton Armé 3*. Ouagadougou: Zie.
- SAIDI, M. E. (2013). *Apport des logiciels de SIG dans la morphométrie des bassins versants: l'exemple d'arcGIS*.
- SANOUSI, A. (2013). *cours passation des marchés master 2*. Ouagadougou: Zie.

## XI. ANNEXES

<b>SOMMAIRE</b>	
ANNEXE I	NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL
ANNEXE II	DONNEES METEOROLOGIQUE
ANNEXE III	RESULTATS DES DOUBLES ANNEAUX
ANNEXE IV	RESULTATS DES AJUSTEMENT DE PLUIE
ANNEXE V	DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX
ANNEXE VI	POMPES ET GROUPES ELECTROGENE
ANNEXE VII	ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DE L'AMENAGEMENT
ANNEXE VIII	RESULTATS DIMENSIONNEMENT PRIMAIRES DE L'AMENAGEMENT
ANNEXE IX	RESULTATS DIMENSIONNEMENT FINAL DE L'AMENAGEMENT
ANNEXE X	REPARTITION PARCELLAIRE DE L'AMENAGEMENT
ANNEXE XI	ABAQUES
ANNEXE XII	RESULTATS PREDETERMINATION DES CRUES
ANNEXE XIII	NOTE DE CALCUL
ANNEXE XIV	SOLAIRE PHOTOVOLTAIQUE (pour mémoire)
ANNEXE XV	PIECES DESSINEES ; PLANS

## Annexe I : NOTICE ENVIRONNEMENTALE

### A. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE

#### 1. Contexte

##### *a. Présentation*

Le projet objet de l'étude vise **la construction d'un barrage et d'un** aménagement hydro agricole associé au barrage de Goupana (village rattaché à la commune urbaine de Ouagadougou).

Il s'agira de la construction d'un barrage en terre avec des revêtements amont et aval des talus en moellons, de 7 m de hauteur et 1610 m de longueur dont 750 m en rive droite et 860 m en rive gauche, le déversoir frontal en béton avec une hauteur de 5.0 m et de longueur 100 m.

La construction du barrage est suivie d'un aménagement hydroagricole avec le système d'irrigation par aspersion, et le développement de la culture maraichère des plantes à haute valeur ajoutée que sont la tomate, les oignons, les chou-pompe, le piment et du citron.

##### *b. Justification*

L'évaluation environnementale retenue pour ce projet est une notice d'impact environnementale, ceci au regard de la description du projet qui indique que ce projet est du secteur d'activité de l'eau et de la catégorie B. Cela s'explique par les caractéristiques suivantes des ouvrages :

- Petit barrage avec une hauteur de digue comprise entre 3 et 10 m :
- Irrigation et drainage d'une superficie inférieure à 200 ha ;
- Travaux d'installation d'ouvrages hydrauliques.

Il s'agit donc d'une Étude d'Impact Environnementale Sociale simplifiée ou notice d'impact environnementale qui nous permettra une analyse prospective aux fins de l'identification, de l'évaluation et de l'atténuation des incidences du projet sur l'environnement.

#### 2. Analyse de l'état initial du milieu

La description de l'état initial du site est déjà faite dans la présentation du site d'études.

##### *a. Description et analyse comparative des variantes*

###### *i. Barrage*

On distingue trois types de barrages pouvant être réalisés, il s'agit du :

- **barrage poids** : la digue est réalisée intégralement en béton, ce type de barrage est très coûteux;
- **barrage en gabion** : la digue constituée d'une superposition de gabion, ce type de barrage nécessite des compétences pour la confection des matériaux (fil de fer) et une très bonne mise en œuvre des gabions;
- **barrage en terre** : la digue est réalisée en terre avec un revêtement des talus amont et/ou aval en moellon. Ce type de barrage exige de la terre de qualité et un compactage rigoureux.

### *ii. Aménagement hydroagricole*

Il existe plusieurs systèmes d'irrigation qui sont possibles pour l'aménagement, il s'agit du :

- **Système semi-californien** : il associe une station de pompage (prise d'eau générée par une motopompe) à un écoulement gravitaire à surface libre. Ce système n'est pas efficient au regard l'ETM élevé dans la zone. On obtiendra donc beaucoup de perte d'eau liée à l'évaporation.
- **L'irrigation localisée ou goutte à goutte** : ce système apporte l'eau directement à la base des plantes à travers des lignes de goutteur. Ce type d'irrigation n'est pas adapté aux aménagements utilisant des eaux de turbidité élevée notamment l'eau de barrage.
- **L'irrigation par aspersion** : permet d'apporter l'eau aux plantes grâce à des asperseurs qui injecte l'eau à un rythme régulier sur-frondaison (sur les feuilles) ou sous-frondaison (en dessous des feuilles). Ce type d'irrigation est inadapté lorsque les vitesses de vents sont élevées.

### *iii. Types de cultures maraichères*

Il existe plusieurs cultures maraichères à hautes valeurs ajoutées on peut citer : pomme de terre, oignon, tomate aubergine, choux, haricot vert, etc.

- **Caractéristiques de la pomme de terre**

**Nom scientifique** : *Solanum tuberosum*

**Famille** : Solanacée

**Groupe** : Tubercules

**Sols** : meuble, silico-argilo humifère

**Mode de culture** : Culture en buttes

**Durée du cycle** : 130 jours

- **Caractéristiques de la tomate**

**Nom scientifique** : *Solanum lycopersicum*

**Famille** : Solanacée

**Groupe** : Fruit et légume

**Sols** : Sols limoneux- argileux de préférence

**Mode de culture** : Semis en pépinière puis repiquage sur billons ou planches

**Semis** : Semer en ligne 1 g/m<sup>2</sup> de semences soit 300 grammes de semences sont nécessaires pour un hectare

**Durée du cycle** : 90 jours

**Rendements** : 25 à 40 T/ha

- **Caractéristiques de l'oignon**

**Nom scientifique** : *Allium Cépa*

**Famille** : Alliaceae

**Groupe** : Foliacées

**Variété choisie** : *Violet de Galmi*

**Sols** : sols pas trop lourds ni gorgés d'eau, salinité du sol et de l'eau d'arrosage faibles

**Mode de culture** : Semis en pépinière puis repiquage sur billons ou planches

**Rendements** : 20 T/ha

- **Caractéristiques de l'aubergine**

**Nom scientifique** : *Solanum melongena*

**Famille** : Solanacée

**Groupe** : légume-fruit

**Sols** : Humifère, frais, profond

**Mode de culture** : Semis en pépinière puis repiquage en plein terre

**Durée du cycle** : 130 jours

**Rendements** : 5 à 24 T/ha

***b. Identification et analyse des impacts de la variante retenue***

***i. Identification et justification des variantes retenues***

- **Barrage en terre** : le choix du barrage en terre s'explique par la disponibilité de terre de qualité répondant aux normes exigées et à l'expérience et le savoir-faire d'entreprises locales dans la mise en œuvre de ce type de barrage.
- **Système d'irrigation par aspersion couplé au système goutte à goutte l'aménagement hydroagricole** : le choix de ce système d'irrigation s'explique par la faible vitesse du vent (10km/h) dans la zone qui favorise l'irrigation par aspersion. Le choix du goutte à goutte est accompagné de la réalisation d'un bassin de décantation qui permettra d'éliminer les impuretés pouvant perturber le fonctionnement des lignes de goutteurs.
- **Cultures de tomates, oignons et aubergine** : ces choix ont été motivés par rentabilité élevée, le rendement à l'hectare élevé, la durée acceptable du cycle, et des propriétés favorables des sols dans la zone qui sont adaptés à ces types de cultures.

***ii. Identification et analyse des impacts***

**Identification et analyse des impacts**

Phase de projet Activités sources d'impacts	CONSTRUCTION			EXPLOITATION		
	Effet négatif	Effet positif	Effet nul	Effet négatif	Effet positif	Effet nul
Zone d'emprunt			x		x	
Déplacement des engins : vibrations et poussière	x					
Délimitation du lit majeur du barrage : déguerpissement de riverain	x			x		
Perturbation des activités socio-économique : relocalisation commerçants	x			x		
Déboisement pour implantations	x					
Dégradation de sites sacrés	x			x		
Afflue d'ouvriers : risques sanitaires	x			x		

Déchets générés par les ouvriers sur le site	X					
Modification du régime du cours d'eau			X	X		
Pratiques culturales : assolement, jachère, zai					X	
Utilisation de pesticide dans les cultures				X		
Culture intensive : engrais chimiques				X		
Station de pompage : Pollution des eaux en hydrocarbure				X		

### *c. Evaluation des impacts*

#### Évaluation des impacts

Impacts	Importance	critères		
		Intensité	Portée	Durée
Dégradation du paysage par les zones d'emprunt	Modéré	moyen	Locale	Long terme
Émission de vibrations et poussière par le déplacement d'engins	Modéré	moyen	Locale	Court terme
Déguerpissement de riverains pour délimitation du lit majeur du barrage	Modéré	fort	ponctuelle	Long terme
Perturbation des activités socio-économique	Modéré	moyen	locale	Moyen terme
Dégradation de sites sacrés	Majeur	moyen	locale	Long terme
Déboisement pour implantations	Modéré	fort	ponctuelle	Moyen terme
risques sanitaires dû à l'afflux d'ouvriers	Majeur	fort	Locale	Moyen terme
Déchets générés par les ouvriers sur le site	Modéré	moyen	ponctuelle	Moyen terme
Modification du régime du cours d'eau	Mineur	moyen	locale	Long terme
Pratiques culturales : assolement, jachère, zai	Majeur	fort	locale	Moyen terme
Utilisation de pesticide dans les cultures	Majeur	fort	ponctuelle	Court terme
Culture intensive : engrais chimiques	Modéré	fort	ponctuelle	Court terme

Pollution des eaux en hydrocarbure par la station de pompage	Modéré	moyen	ponctuelle	Moyen terme
--	--------	-------	------------	-------------

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

**Abaque de description des critères d'évaluation**

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

**Abaque pour la description du critère d'importance**

### **3. Etude des risques**

Le risque est la probabilité que survienne un élément dangereux et la sévérité de ses conséquences.

#### ***a. Identification et classification des risques***

Criticité

Nature du risque		PROBABILITE	GRAVITE	Niveau de Classification
Risque naturel	inondation	A	B	1
	sécheresse	B	B	2
	canicule	B	A	1
	affaissement	B	B	2
Risque anthropique	Accidents dû aux fonctionnements et circulation des engins	A	B	1
	intoxication des pesticides dans l'exploitation	A	A	1
	Exposition aux germes pathogène durant l'exploitation	A	B	1

**Probabilité :**

A : probable  
 B : improbable  
 C : très improbable

**classification :**

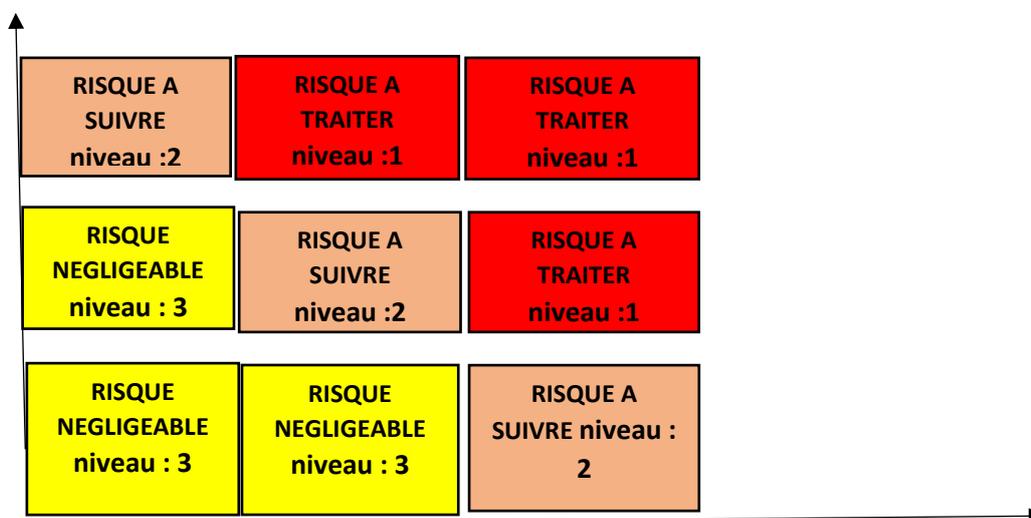
niveau 1: risque élevé  
 niveau 2 : risque moyenne  
 niveau 3 : risque faible

**Gravité :**

A : très grave  
 B : grave  
 C : faible

*b. Evaluation et analyse des risques*

MESURES/INTERVENTIONS



*c. Plan de gestion des risques*

*Plan de gestion des risques*

Activités sources/dangers	Risques	Critère d'évaluation		Évaluations	Mesures préventives
		probabilité	gravité		
Changement climatique	inondation	3	2	6	- Évacuateur de crue ; - vidange de fond
	sécheresse	2	2	4	- puits et forage ; - reboisement
	pluviométrie				-
	canicule	2	3	6	- Mesures de protections individuelles des producteurs (casque...) ; - Aire de repos
Absence de recharge de la nappe	affaissement	2	2	4	- Remblai organique ; - Réduction des ruissellements
Circulation d'engin sur le chantier	Accident	3	2	6	- Ralentisseurs ; - Panneaux de signalisation ; - Limitation de vitesse
Fonctionnement des moteurs (machines)	Explosion/incendie	2	3	6	- Extincteur ; - Capotage des moteurs
Fonctionnement des moteurs (machines)	pannes	2	1	2	- Entretien maintenance régulier des machines ; - Formation des agents
Exploitation de l'aménagement	intoxication par des pesticides	3	3	9	- Installation de centre de santé ; - Formation des agents de santé ; - Sensibilisation des producteurs

Exploitation de l'aménagement	Contamination aux germes pathogène	3	2	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mesures de protection individuelle des producteurs (gants, bottes,...)</li> <li>- Installation de centre de santé ;</li> <li>- Formation des agents de santé ;</li> </ul>
-------------------------------	------------------------------------	---	---	---	--

**Probabilité :**

**A** : probable =3

**B** : improbable=2

**C** : très improbable=1

**Gravité :**

**A** : très grave=3

**B** : grave =2

**C** : faible =1

## 4. Mesure d'atténuation de compensation et de bonification

### *a. Atténuation*

#### Atténuation des impacts

Impacts	Mesures d'atténuation
Émission de vibrations et poussière par le déplacement d'engins	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Arrosage des pistes ;</li> <li>- Limitation de vitesse ;</li> <li>- Entretien des engins ;</li> <li>- Capotage des moteurs ;</li> <li>- Utilisation d'engins homologués ;</li> </ul>
risques sanitaires dû à l'afflux d'ouvriers	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sensibilisation des populations locales sur les MST ;</li> <li>- Sensibilisation des ouvriers sur l'hygiène et les MST</li> </ul>
Déchets générés par les ouvriers sur le site	Mise en place d'un système de collecte et de gestion des déchets : collecte-traitement-recyclage-enfouissement
Perturbation du régime du cours d'eau	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Conception d'un déversoir adapté ;</li> <li>- Assurer un débit écologique</li> </ul>
Utilisation de pesticide dans les cultures	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sensibilisation sur les pesticides homologués et leur utilisation ;</li> <li>- Utilisation de semences améliorées</li> </ul>
Culture intensive : engrais chimiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sensibilisation sur les engrais chimiques ;</li> </ul>

	- Formation sur la production de l'engrais organique (fumure)
Pollution des eaux en hydrocarbure par la station de pompage	- Entretien régulier de la station de pompage ; - Prévoir le matériel de nettoyage et d'enlèvement des hydrocarbures

### ***b. Compensation***

#### *Compensation des impacts*

<b>Impacts</b>	<b>Mesures de compensation</b>
Dégradation du paysage par les zones d'emprunt	- Aménager le déblai en bouli - Restauration : agronomiques, plantations, engazonnement, nettoyage ; - Prioriser les populations locales dans les emplois non qualifiés.
Déguerpissement de riverains pour délimitation du lit majeur du barrage	- Délocalisation des habitants ; - Dédommagement des habitants ; - Réalisation d'infrastructures socio-économique
Déboisement pour implantations	- Reboisement de plantes à croissance rapide ; - Dédommagement des propriétaires ; - Paiement de taxes
Dégradation de sites sacrés	- Relocalisation du site sacré après sacrifices

### ***c. Bonification***

#### *Bonification des impacts*

<b>Impacts</b>	<b>Mesures de bonification</b>
Utilisation de groupe électrogène	Développement et utilisation des énergies renouvelables : le solaire
Production de déchets sur le site	Revalorisation des déchets produit sur le site
Perturbation des activités socio-économique	Réalisation de bassin piscicole

Exploitation des ressources locales	Valorisation des associations locales pour la sensibilisation
-------------------------------------	---

## 5. Budget des mesures

### Budget des mesures

	MESURES	Quantité	Coût estimatif (CFA)
<b>ATTENUATION</b>	Atténuation des poussières et vibrations	u	7 000 000
	Sensibilisation aux risques sanitaires dus à l'afflux d'ouvriers	10	2 500 000
	Gestion des déchets générés par les ouvriers sur le site	u	4 000 000
	Sensibilisation sur l'utilisation des pesticides et sur la culture intensive	02	600 000
	Entretien de la station de pompage	u	1 500 000
	<b>Sous-total 1</b>		<b>15 600 000</b>
<b>COMPENSATION</b>	Aménager le déblai en bouli	u	10 000 000
	Restauration : agronomiques, plantations, engazonnement, nettoyage	u	5 000 000
	Délocalisation et dédommagement des habitants	100	50 000 000
	Réalisation d'infrastructures socio-économique	2	40 000 000
	Relocalisation de sites sacrés	u	2 000 000
	Reboisement de plantes à croissance rapide	2000	400 000
	Paiement de taxes pour déboisement	u	2 000 000
	<b>Sous-total 2</b>		<b>109 400 000</b>
<b>BONIFICATION</b>	Développement du solaire	u	7 000 000
	Revalorisation des déchets		3 000 000
	Réalisation de bassin piscicole	u	10 000 000
	<b>Sous-total 2</b>		<b>20 000 000</b>
<b>TOTAL</b>			<b>145 000 000</b>

## 6. Plan de gestion environnemental

Les principales mesures à prendre suite à l'étude environnementale concernent :

### *a. Surveillance environnemental*

Il s'agit vérifier que toutes les exigences et conditions en matière de protection de l'environnement sont effectivement respectées :

- Vérification du respect des normes d'émissions de particules fines et du bruit durant phase de construction ;
- Vérification de la gestion des déchets du site ;
- Suivi des séances de formation et sensibilisation ;
- Analyse de la qualité des sols et des eaux ;
- Suivi des campagnes de reboisement ;
- Vérification de réalisation des infrastructures socio-économiques.

### ***b. Suivi environnemental***

Il vise à déterminer les impacts réels les plus préoccupants du projet comparativement aux pronostics d'impacts réalisés :

- Comparer les modifications du paysage ;
- Comparer la qualité des sols par vérification de la restauration effectuée ;
- Enquête socio-économique ;
- Vérification de la réinstallation et de la réinsertion socio-professionnelle des habitants relocalisés ;
- Comparer la situation sanitaire initiale de celle en cours d'exploitation de l'aménagement.

## **B. PLAN DE GESTION ET D'ENTRETIEN DU BARRAGE ET DU PERIMETRE**

La réalisation d'un barrage associé à un aménagement hydro-agricole nécessite la prise en compte des impacts environnementaux et sociaux aussi bien pendant la phase d'exécution des travaux que pendant la phase d'exploitation post-réalisation. Le volet surveillance, entretien et la gestion du barrage permet d'assurer un suivi afin de déceler les pathologies, de les corriger et une exploitation optimale du barrage à long terme. De même que le barrage, le périmètre aménagé a besoin d'un suivi technique, un entretien, une gestion et une maintenance continue afin de garantir sa durabilité. Ainsi il faut élaborer des outils et mettre en place un système qui permet de veiller sur ces infrastructures après leurs réalisations.

### **1. Acteurs de la gestion du barrage et du périmètre**

Les acteurs de la gestion du barrage et des aménagements y afférents sont définis dans la loi relative à la gestion de l'eau. Ils sont issus des collectivités territoriales, des représentants de l'Etat et des usagers. Tous ces acteurs sont regroupés dans le Comité Local de l'Eau (CLE) dans le cas ce projet il s'agit du CLE du massili. Une sous-section de ce CLE sera mis en place pour le barrage de Goupana.

Il faudra également une organisation ou réorganisation des usagers de l'eau par filière de production en groupement ou association. Ces groupements doivent travailler avec la sous-section du CLE dans la gestion et l'exploitation optimale du barrage. La sous-section du CLE sous la couverture du CLE est le répondant officiel de la gestion du barrage. Il fixe les règles d'exploitation et gestion dans une concertation et une collaboration de l'ensemble des acteurs.

## 2. Répartition des parcelles aux producteurs

L'accès aux parcelles doit être règlementé et suivi. Une priorité est accordée aux populations riveraines du barrage, aux propriétaires terriens et aux producteurs actuellement installés sur le barrage. Des permis d'exploitation peuvent être délivrés aux producteurs et des contrats d'exploitations. Des règles claires d'exploitation doivent être établies dans le contrat pour permettre une exploitation sérieuse du périmètre aménagé.

## 3. Identification des pathologies

Les pathologies rencontrées sur les barrages sont généralement identiques. Par contre on peut en fonction de la spécificité de chaque type de barrage rencontrer des spécificités de pathologie.

Le tableau ci-dessous donne un listing des pathologies récurrentes sur les petits barrages en terre.

### Pathologies et solutions

pathologie	solution	responsable
Nids de poule	Boucher avec de la terre et compacter manuellement	Sous-section CLE ou groupement d'usagers
Déplacement des enrochements	Remettre les enrochements et boucher le vide avec du ciment ou du mortier	Sous-section CLE ou groupement d'usagers
Erosion régressive du pied aval de la digue	Boucher avec de la terre et compacter manuellement	Sous-section CLE ou groupement d'usagers
Développement des plantes aquatiques	Arrachage mécanique des plantes ou traitement biologique des plantes	Services techniques et Sous-section CLE

Présence de fissures et brèche sur la digue ou le déversoir	Etude technique et proposition de solution technique	Services techniques et Sous-section CLE
Envasement accéléré de la cuvette	Etude technique et proposition de solution technique mais surtout privilégier la technique HIMO	Services techniques et Sous-section CLE
Dysfonctionnement de la prise d'eau de la vidange d'eau	Etude technique et proposition de solution technique	Services techniques et Sous-section CLE
Fuite d'eau sous la digue et à travers le déversoir	Etude technique et proposition de solution technique	Services techniques et Sous-section CLE
Pollution de l'eau du barrage et mort de la biodiversité	Etude technique et proposition de solution technique	Services techniques et Sous-section CLE

Sur un périmètre aménagé, les pathologies et dysfonctionnement doivent être identifiés en repérant les fuites dans le réseau, les baisses de débit, les bouchages de tuyaux, le comblement des drains, des ruptures de pistes, des ruptures de cavaliers, les baisses de pression, les pannes de pompes, le comblement du canal d'amenée d'eau, la pollution de l'eau, le bouchage des gouteurs, baisse de pression des asperseurs, etc. tous ces dysfonctionnement et pathologies doivent faire l'objet de suivi, d'identification et des solutions appropriées doivent être formulés. Il faut prévoir des appareils de surveillance et de suivi du périmètre.

#### **4. Plan de gestion, maintenance, surveillance, suivi et entretien du barrage et du périmètre**

Le plan de gestion du barrage et du périmètre doit être élaboré chaque année par la sous-section du CLE conformément aux problèmes et besoins en présence sur le barrage et dans son pourtour et sur le périmètre aménagé. Il faut mettre en place des coopératives d'exploitants pour la gestion et l'exploitation du périmètre. L'allocation de l'eau est primordiale et doit être une priorité de l'organisation. Il faut faire une répartition de l'eau et mettre en place une brigade qui va veiller à l'application stricte des règles. Les exploitants hors périmètre doivent veiller au respect des règles d'allocation de l'eau. Les fermes autour du barrage doivent privilégier les eaux souterraines pour leur exploitation. La réussite de tous le processus de planification dépendra de l'engagement des acteurs de base et des autorités.

##### *Plan de gestion du barrage et du périmètre*

	<b>But</b>	<b>Acteurs</b>	<b>Fréquences</b>
<b>Surveillance</b>	Elaborer un cahier de suivi du barrage et un cahier de suivi du périmètre	Services techniques et usagers	hebdomadaire

	<p>Assurer un ratissage complet du barrage et du périmètre</p> <p>Ratisser la zone de servitude et les exploitations autour du barrage pour vérifier le respect des règles d'exploitation</p> <p>Assurer une surveillance permanente du périmètre et de ses installations</p>		
<b>Suivi</b>	<p>Elaborer un cahier de suivi du barrage et un cahier de suivi du périmètre</p> <p>Vérifier le bon fonctionnement du réseau d'irrigation et du périmètre aménagé,</p> <p>Vérifier le bon fonctionnement du barrage</p> <p>Vérifier l'état de stabilité du barrage</p> <p>Echanger avec les acteurs clés de la gestion du barrage</p> <p>Echanger avec les coopératives du périmètre</p>	Sous-section du CLE et service technique	mensuelle
<b>Entretien</b>	<p>Colmater les brèches après chaque saison pluvieuse</p> <p>Nettoyer la digue</p> <p>Traiter le bassin versant contre le comblement du barrage</p> <p>Colmater les brèches avant la saison pluvieuse</p> <p>Nettoyer les canaux,</p> <p>Maintenance du réseau d'irrigation</p> <p>Maintenance de l'ensemble des installations du réseau</p> <p>Curage des canaux</p> <p>Colmatage des pistes et des ouvrages de remblai</p>	Sous-section du CLE, usagers, population, Services techniques	annuelle
<b>gestion</b>	Coordonner l'ensemble des activités	Sous-section du CLE	jour

	<p>Définir en assemblée générale en présence de tous les acteurs un plan annuel de gestion du barrage et du périmètre</p> <p>Elaborer une clé d'allocation de l'eau du barrage</p> <p>Suivre la collecte des redevances eau</p> <p>Suivre les exploitations d'eau conformément au calendrier établi</p>		
--	---	--	--

Un barrage est sujet à l'amortissement naturel et aussi aux pressions de l'homme. Il faut prévoir un bon système de gestion pour assurer une durabilité de l'ouvrage tant dans sa forme que dans la qualité de l'eau. Les acteurs doivent travailler en étroite collaboration pour atteindre cet objectif



## Annexe II : DONNEES METEOROLOGIQUES

Données pluviométriques mensuelles à la station de Pabre de 1986 à 2016)

Année	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
1986													
1987	0	0	20,5	0	5,9	93,9	204,7	156,3	152,8	58,2	0	0	692,3
1988	0	0	0	66,7	16,4	131,1	226,6	266,4	93	3,8	0	0	804
1989	0	0	37,1	0	14,8	60,8	189	217,9	81,1	32,7	0	0,6	634
1990	0	0	0	21,5	31,4								52,9
1991	0	0	8,4	2,8	259,7	105,4	156,8	212,6	92	40,2	0	0	877,9
1992	0	0	0	3,4	27,4	98,7	250,9	259,1	61,7	9,3	0	0	710,5
1993	0	0	3,5	2,5	9,3	78,9	174,4	157,6	10,7	36,3	0	0	473,2
1994	0	0	2,3	3,2	56,3	149,4	196,6	275,3	98,5	42,1	0	0	823,7
1995	0	0	0	5,7	105,3	204,5	95,3	108,4	239,4	45	8,6	0	812,2
1996	0	0	0	19,2	77,9	99	35,5	141	104,5	26,5	0	0	503,6
1997	0	0	4	37	79,5	60	171,8	107	125,5	72,5	0	0	657,3
1998	0	0	0	3,5	13,5	39,1	273,2	178,5	185	47	0	0	739,8
1999	0	1	0	30,5	89,9	70,5	223						414,9
2000	0,0	0,0	0,0	16,4	78,7	138,6	152,6	117,7	24,3	65,8	0,0	0,0	322,6
2001	0,0	0,0	0,0	0,0	70,9	26,3	183,9	208,4	114,5	14,7	0,0	0,0	374,3
2002	0,0	0,0	0,0	7,0	39,8	38,2	169,7	179,3	182,8	39,4	0,0	0,0	453,1
2003	0	3	6	7,5	55,5	183,5	197,1	259					711,6
2004	0			15	22,5	43,4	237,4	102,7	80,8	2,4			504,2
2005		49		10,7		92,9	208,1	318,5	66,1	6,2	0	0	751,5
2006	0	0	0	41,2	16,9	91,9	210,6	321	92,5	58,8	0	0	832,9
2007	0	0	0		64,4	35	111	258,8					469,2
2008	0		0	0	83,2	108,6	291,9	203,7	62	26,6	0	0	776
2009	0	0	0	19	45	80	174,4	159	177,5	0	0	0	654,9
2010	0	0	0	0	113,3	131,4	136	323,5	220,1	72,1		0	996,4
2011	0	0	0	0	0	55,8	149,9	88,4	47,2	0	0	0	341,3
2012	0		0	37,2	52	70,2	113	244,1	133,6	12,6	0	0	662,7

2013	0	0	0	17,5						20,3	0	0	37,8
2014	3,5	0	0	19,3	97,6	32,4	202,7	153,1	123,2	43,1	0	0	674,9
2015	0	0	0	0	39,6	105,3	235,4	334,9	101,6	64,8	0	0	881,6
2016	0	0	28	8,1	94,1	61	423,1	209	166,4	6,7	0	0	996,4

**☀ Pluie maximale journalière**

*Données pluviométriques journalières à la station de Pabre de 1968 à 2016*

Année	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	
1986			4,1	5,2	30,6	32,2	35,5	47,2	33,0	36,3			53,87
1987	0	0	14,7	0	2,5	39	39,8	44,9	73,1	40,1	0	0	73,1
1988	0	0	0	32,1	15,5	33,4	51	35,7	21,8	3,1	0	0	51
1989	0	0	32,3	0	7,2	16,5	55,4	27,8	25,5	16,5	0	0,6	55,4
1990	0	0	0	17,4	23,1								23,1
1991	0	0	8,4	2,8	107	32,1	48,8	38,4	56,2	29,2	0	0	107
1992	0	0	0	3,4	10	33,3	55,2	72,5	24,1	5	0	0	72,5
1993	0	0	3,5	2,5	9,3	25,1	54	46,2	10,4	20	0	0	54
1994	0	0	2,3	3,2	38	43,4	37,2	42,5	24,9	16,1	0	0	43,4
1995	0	0	0	5,7	39,3	61,8	35,3	29	61	22	6	0	61,8
1996	0	0	0	11	30	27	16,5	43	20	24	0	0	43
1997	0	0	4	26	37	28	38,9	38	33	39	0	0	39
1998	0	0	0	3,5	7,5	19	87	71	55	20	0	0	87
1999	0	1	0	14	50	30	45						50
2000	0	3	6	7	31,5	56	44,5	58,5					48,72
2001	0	0		12,5	10	33	61,9	20,5	30	2,4			53,58
2002		49	0,7	8		37,5	44	43,5	25,5	3,4	0	0	47,19
2003	0	0	0	40	14	53,5	61	56	36,7	16,9	0	0	58,5
2004	0	0	0		26,2	35	29,2	63,5					61,9
2005	0	0	0	0	39	28,5	62,5	33	32	14,2	0	0	49
2006	0	0	0	19	45	26	54,4	32,4	160	0	0	0	61
2007	0	0	0	0	52	40	35	80	82,2	30,3		0	63,5

2008	0	0	0	0	0	31	46	32,3	23,7	0	0	0	62,5
2009	0	0	0	27	26	22,2	24,9	44,2	41	12,6	0	0	160
2010	0	0	0	15						12,4	0	0	82,2
2011	2,6	0	0	16,3	29	11	47,2	25,1	28,3	39,1	0	0	46
2012	0	0	0	0	12	75	59,5	64	30	44	0	0	44,2
2013	0	0	17	6,5	22,9	22	180	64,3	48,8	6,7	0	0	15
2014	0	0	14,7	0	2,5	39	39,8	44,9	73,1	40,1	0	0	47,2
2015	0	0	0	32,1	15,5	33,4	51	35,7	21,8	3,1	0	0	75

*Vitesse mensuelle du vent*

Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mars	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
1987	1,8	2,1	2,1	2,4	2,4	2,4	1,8	1,4	1,5	1,1	1	1,6
1988	1,6	1,8	1,5	2	2	2,4	1,9	1,6	1,6	1,3	1,3	2,1
1989	2,2	2,4	1,7	1,9	2,7	2,9	2,3	1,5	1,5	1,3	1,5	1,7
1990	1,9	2,3	2,6	2	2,6	2,4	2,4	1,7	1,5	1,5	1,3	1,6
1991	2,3	1,6	1,9	2,3	2,2	2,3	2,3	1,6	1,6	1,7	1,4	2,2
1992	2,6	2,4	1,9	2,1	2,8	2,8	2	1,2	1,3	1,4	1,5	1,3
1993	2	1,5	1,2	1,2	1,7	1,6	1,4	1,6	1,4	1,4	0,8	1,9
1994	2,1	1,9	1,5	1,7	2,3	2,4	2,1	1,7	1,3	1,5	1,3	2,5
1995	2,1	2	2,2	2,4	2,7	2,8	2,2	1,7	1,7	1,8	1,6	2,1
1996	1,7	1,9	2,1	1,9	2,7	2,9	2,8	2,6	2	2,1	2	1,8
1997	2,2	3,2	2,9	2,3	2,8	2,8	3	2	1,8	2	1,4	1,9
1998	2,3	2,4	2,7	2,4	2,7	2,5	2,3	2	1,7	2,1	1,5	2
1999	2,6	2,4	2,6	2,9	3,2	3,3	2,6	2,1	1,5	1,9	1,6	2,3
2000	2,3	3,1	2,3	2,4	2,7	2,7	2,3	2,1	2,2	1,7	1,5	2,1
2001	2,1	2,8	2,2	2,5	2,9	2,7	2,4	2	2	1,8	1,7	2,1
2002	2,9	2,5	2	2,2	2,6	3	2,4	2,2	2,1	1,9	1,7	2,4
2003	2,3	2,1	2,6	2,8	2,9	2,4	2,3	2,1	1,9	2	1,6	2,2
2004	2,3	2,5	2,7	2,5	2,9	3	2,3	2	2	2	1,8	1,8
2005	2,9	2,9	2,3	2,6	3,1	3	2,3	1,8	1,9	1,7	1,4	1,7
2006	1,8	2,3	2,5	2,5	3,3	3,2	2,6	2,3	2,4	1,9	2,3	2,7
2007	3,5	2,9	2,9	2,6	3	3,7	2,8	2,5	1,9	2,3	2,4	2,8
2008	3,5	3,4	2,9	3	3,3	3,1	2,8	2,3	2,4	2,4	2,2	2,5
2009	2,4	2,6	2,7	2,6	3,3	3,3	2,8	2,3	2,3	2,6	2,3	2,3
2010	2,4	2,4	2,4	2,8	3,2	3	3	2,4	2,1	2	1,5	1,7
2011	2,3	2	2,2	2,9	2,9	2,8	2,4	1,9	1,7	1,6	1,5	2,5
2012	2,9	2,8	3,1	2,9	3,4	2,9	2,7	2,4	2	2,4	1,8	2,7
2013	2,7	2,5	2,4	2,9	3,4	3,4	2,7	2,7	2,4	2,1	1,8	2,8
2014	2,6	3,1	2,1	3	3,2	3,2	2,8	2,5	2,3	2	1,6	2,5
2015	3,1	2,4	2,7	2,6	3	3,3	2,7	2	2	2	2,1	3,4
2016	3,2	2,7	2,5	2,7	3,6	3,3	2,6	2,2	2	2	1,7	2,6

*Evaporation mensuelle*

Années	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
1987	235,6	261,5	311,5	357	365,6		226,1	176		201,8	230,8	236,7
1988	231,1	274,9	349,5	286,5	309	222,7	168,3	161,3	162,3	227,4	215,6	232,2
1989	262,6	267,6	293,6	332,2	355,2	274,5	199,2	160	179,5	189	240,8	227,4
1990	234,4	272,6	371,5	314,8	319,1	232	192		185,7	243,7	241,6	235,6
1991	270,6	255,1	323,1	306,9	224,9	212,2	187,6	161,9	195,9	220,2	226,3	238,5
1992	246,8	302,1	333,4	347,8	299,1	254	224,5	173,7	184,4	228	226,4	250
1993	268,1	281,6	365	350,7	376,9	265,2	210,5	183,4	168,4	224,6	206,8	240,9
1994	252,4	245,2	296,2	316,4	286,1		191,2	143,8	157,7	163,3	207	243,4
1995	250,6	283,1	355,5	315,5	317	268,3	205	186	178,5	218,3	245	251,3
1996	271,6	280	355,1	306,6	328,1	249	231,7	180	177,4	229,4	241,1	247,7
1997	263,6	277,8	338,1	282,1	299,2	241,1	232,8	177,3	181,7	241,9	248	252,7
1998	255,6	296,7	370,5	352,7	300,2	261,8	212,8	164,5	175,2	227,1	254,9	243,1
1999	259,5	253,2	367	361,9	332,6	315,8	210	152,5	147,3	217,2	242,9	
2000	276,9	324,6	386,2	358,8	320,5	265	188,7	173,9	198,4	228,2	255	261,3
2001	277,5	315,8	367,2	369,1	328	249,9	221,2	174,6	176,9	241,3	258,3	284
2002	315	295,7	356,7	337,6	333,3	273,3	231,5	184,5	197,6	211,8	256,4	285,9
2003	279	278,1	356,5	331,4	324,2	202,4	197,9	155,5	153,9	197,3	224,4	248,6
2004	256,9	295,7	346,6	309,3	301,9	262,6	197	170,7	173,1	225	253,3	259,4
2005	286,5	316,5	348	313,6	312,2	241,9	202,1	169,8	158,6	215,1	234,3	264,6
2006	259,5	276,6	361,1	337,9	309,7	269	224,2	152	168,1	198,3	265,7	251,3
2007	279,3	274,2	347,4	294	295,3	268,9	191		134,9	234,5	226,2	246,3
2008	247,5	285,9	337,7	342,1	290,6	233,8	182,9	161	141,6	213,7	223,8	252,7
2009	246,9	265,9	339,2	322,3	310,2	262,7	210,1	166,3	165,4	221,1	222,7	240,2
2010	246,5	274,1	332,3	298,8	279,3	199,9	188,2	165,1	147,7	179,3	204,9	219,8
2011	229,2	251,7	343,3	346,3	294,8	229,9	181,8	161,3	178,4	221,6	247,2	249,5
2012	257,1	279	347,3	308,8	316,8	246	183,7	141,2	146,4	192,7	213,9	227,2

2013	251	249,5	312,2	303,8	314,6	274,9	181,4	126,8	162,5	192,3	222,5	238,5
2014	238,7	257,8	303,7	328,5	274,3	227	183,4	142,6	154,1	181,7	193	238,5
2015	259,2	251,3	313,8	333,7	326,2	257,6	192,7	124,9	136,8	183,1	223	232,1
2016	240,1	256,8	300,2	294,1	295,8	211,8	189,9	151,2	129,2	183,7	205,4	223,2

*Calcul de ETO*

**ETo Penman-Monteith par mois - C:\Users\USER\Desktop\ruth\AAAA\Crop...**

Pays: Burkina Faso Station: OUAGADOUGOU

Altitude: 306 m. Latitude: 12.21 °N Longitude: 1.31 °O

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent km/jour	Insolation heures	Ray. MJ/m²/jour	ETo mm/jour
Janvier	15.8	33.5	28	164	9.2	20.3	5.50
Février	19.2	36.6	25	181	9.1	21.6	6.46
Mars	23.5	38.5	26	207	8.8	22.6	7.51
Avril	26.0	38.5	38	216	7.9	21.7	7.41
Mai	25.5	37.2	54	242	8.7	22.6	7.06
Juin	23.6	34.1	67	225	8.4	21.8	5.82
Juillet	22.3	32.0	76	225	7.6	20.7	4.97
Août	21.7	30.6	82	207	6.8	19.8	4.35
Septembre	21.7	31.7	80	173	7.2	20.2	4.43
Octobre	22.5	35.2	63	164	9.0	21.7	5.44
Novembre	19.8	35.7	42	164	9.5	20.9	5.74
Décembre	17.1	34.0	33	190	9.1	19.6	5.80
<b>Moyenne</b>	<b>21.6</b>	<b>34.8</b>	<b>51</b>	<b>197</b>	<b>8.4</b>	<b>21.1</b>	<b>5.88</b>

*Calcul de la précipitation*

**Précipitations par mois - C:\Users\USER\Desktop\ruth\AAAA\Crop...**

Station: OUAGADOUGOU Méthode Précipitations eff.: **Méthode USDA S.C.**

	Pluie mm	Pluie eff. mm
Janvier	0,0	0,0
Février	2,0	2,0
Mars	4,0	4,0
Avril	21,0	20,3
Mai	80,0	69,8
Juin	118,0	95,7
Juillet	188,0	131,4
Août	255,0	150,5
Septembre	154,0	116,1
Octobre	39,0	36,6
Novembre	1,0	1,0
Décembre	0,0	0,0
<b>Total</b>	<b>862,0</b>	<b>627,3</b>

## Annexe III : RESULTATS DES DOUBLE ANNEAU

*Données des double anneaux réalisées sur le site a aménager*

31-juil-18 <span style="float: right;">Φ=11cm Alt=299 m</span>			SITE 2: 12°37,279' N 1°35,617' O Alt=299m		
SITE 1: 12°37,319' N 1°35,606' O					
Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)	Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)
0	21	0	0	15	0
0,01666667	20,2	8	0,01666667	14,6	4
0,05	19,1	11	0,05	14,1	5
0,08333333	18	11	0,08333333	13,3	8
0,16666667	17,1	9	0,16666667	12,4	9
0,33333333	16	11	0,33333333	11,2	12
0,5	15,1	9	0,5	10	12
1	14,2	9	1	8,85	11,5
1,5	13,1	11	1,5	7,75	11
2	12,05	10,5	2	6,65	11
2,5	11,1	9,5	2,5	5,6	10,5
3	10,05	10,5	3	4,6	10
3,5	9	10,5	3,5	3,6	10
4	8	10	4	2,6	10
SITE 3: 12°37,253' N 1°35,609' O Alt=300m			SITE 4: 12°37,276' N 1°35,680' O Alt=299m		
Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)	Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)
0	20	0	0	13,5	0
0,01666667	19,8	2	0,01666667	13,3	2
0,05	19,1	7	0,05	13,1	2
0,08333333	18,4	7	0,08333333	12,9	2
0,16666667	16,4	20	0,16666667	12	9
0,33333333	13	34	0,33333333	11,1	9
0,5	11	20	0,5	10,5	6
1	9,4	16	1	8,5	20
1,5	8,1	13	1,5	7,3	12
2	6,8	13	2	6,1	12
2,5	5,6	12	2,5	5	11
3	4,5	11	3	3,95	10,5
3,5	3,45	10,5	3,5	2,95	10
4	2,45	10	4	1,95	10
SITE 5: 12°37,202' N 1°35,655' O Alt=300m			SITE 6: 12°37,354' N 1°35,572' O Alt=291m		

Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)	Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)
0	18,7	0	0	20	0
0,01666667	18,4	3	0,01666667	19,6	4
0,05	17,9	5	0,05	18,7	9
0,08333333	17,7	2	0,08333333	18,1	6
0,16666667	17,4	3	0,16666667	15	31
0,33333333	16,8	6	0,33333333	12,8	22
0,5	16,2	6	0,5	10,5	23
1	14,85	13,5	1	8,3	22
1,5	13,55	13	1,5	6,1	22
2	12,25	13	2	4,1	20
2,5	11	12,5	2,5	2,3	18
3	9,8	12	3	11	13
3,5	8,6	12	3,5	9,75	12,5
4	7,45	11,5	4	8,55	12
SITE 7: 12°37,377' N 1°35,495' O Alt=292m			01-août-18      Φ=11cm SITE 1: 12°37,340' N 1°35,680' O Alt=299m		
Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)	Temps (h)	h(cm)	Δh
0	10,8	0	0	13	0
0,01666667	10,5	3	0,01666667	12,9	1
0,05	10,1	4	0,05	12,75	1,5
0,08333333	9,65	4,5	0,08333333	12,65	1
0,16666667	9,2	4,5	0,16666667	12,45	2
0,33333333	8,7	5	0,33333333	12,1	3,5
0,5	8,15	5,5	0,5	11,75	3,5
1	6,55	16	1	10,9	8,5
1,5	5,3	12,5	1,5	10,3	6
2	4,1	12	2	9,65	6,5
2,5	3	11	2,5	9	6,5
3	11,9	11	3	8,4	6
3,5	10,85	10,5	3,5	7,8	6
4	9,8	10,5	4	7,25	5,5
SITE 2: 12°37,377' N 1°35,703' O Alt=300m			SITE 3: 12°37,309' N 1°35,873' O Alt=307m		
Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)	Temps (h)	h(cm)	Δh(mm)
0	20	0	0	10,7	0
0,01666667	19,9	1	0,01666667	10,55	1,5
0,05	19,8	1	0,05	10,4	1,5
0,08333333	19,7	1	0,08333333	10,3	1
0,16666667	19,5	2	0,16666667	10,1	2
0,33333333	19,1	4	0,33333333	9,85	2,5

0,5	18,8	3	0,5	9,55	3
1	17,7	11	1	8,5	10,5
1,5	16,7	10	1,5	7,55	9,5
2	15,7	10	2	6,4	11,5
2,5	14,75	9,5	2,5	5,3	11
3	13,8	9,5	3	4,3	10
3,5	12,9	9	3,5	3,35	9,5
4	12	9	4	2,4	9,5

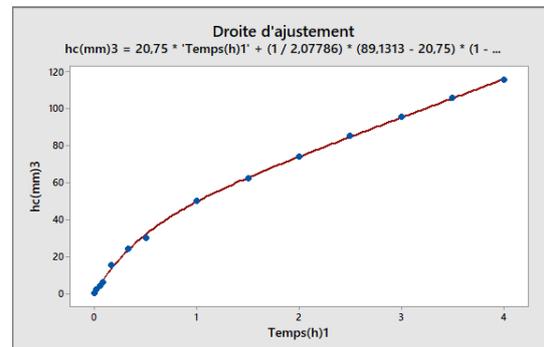
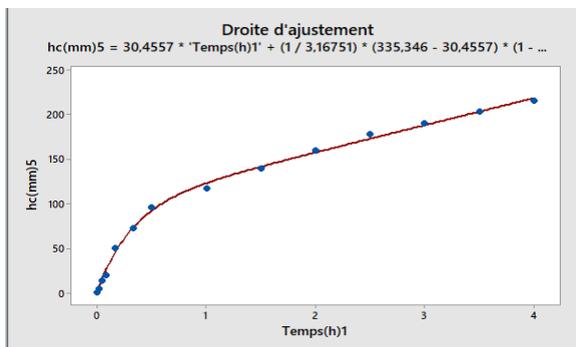
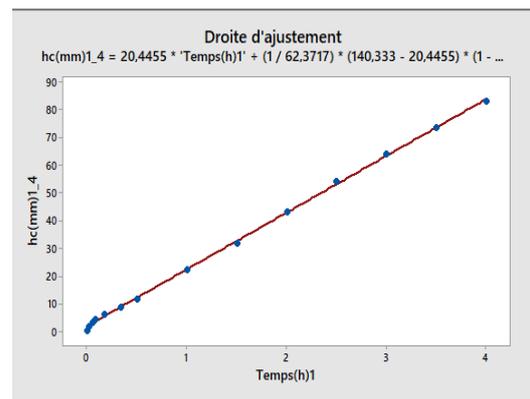
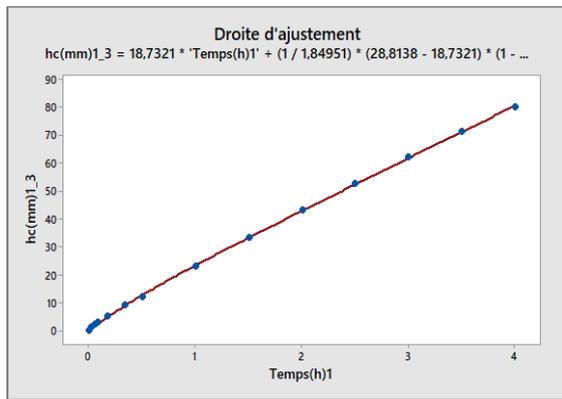
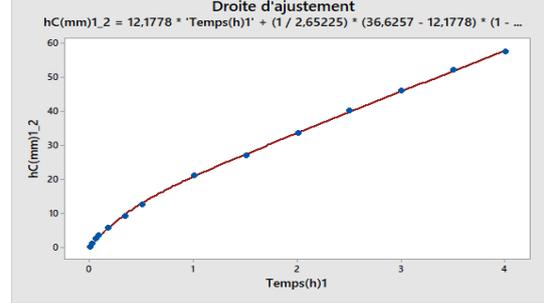
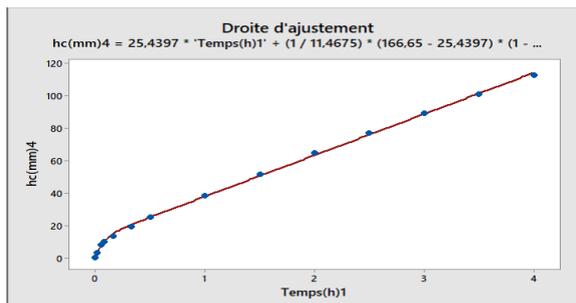
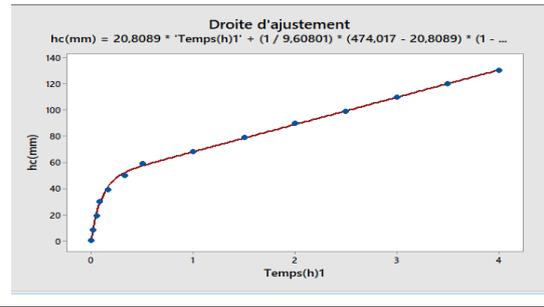
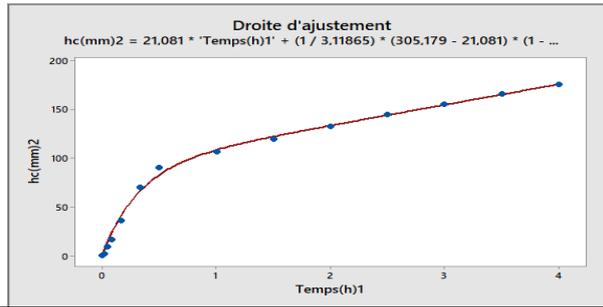
*Résultat double anneau sur le site de mesure de canopée citronnier*

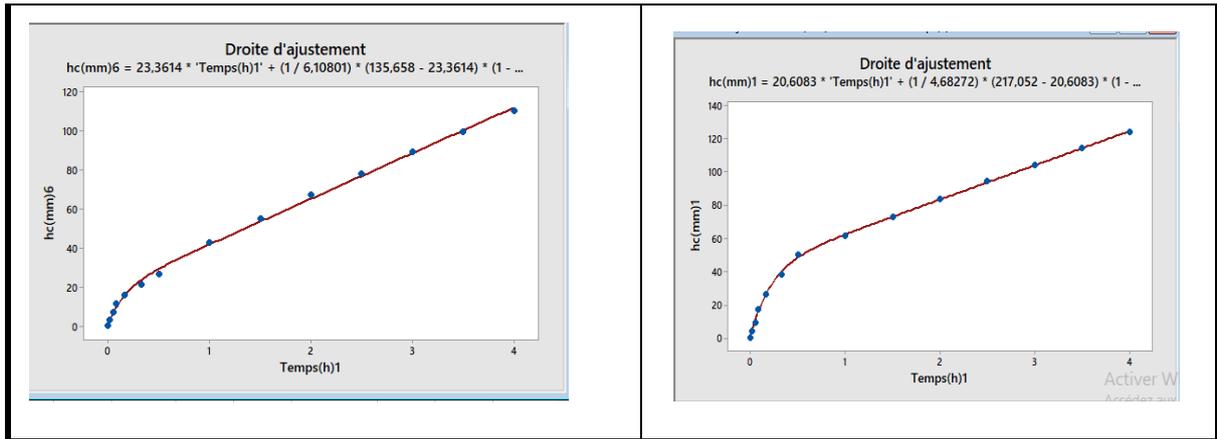
X=12.194220 ; y=-1.404184				X=12.194619 ; y=-1.403579			
temps(h)	h(cm)	hc	dh/dt(mm/h)	temps(h)	h(cm)	hc	dh/dt(mm/h)
0	22	0	0	0	19	0	0
0,01667	21,5	5	299,940012	0,01667	18,2	8	479,904019
0,05	21,1	9	270,027003	0,05	17,6	14	420,042004
0,08333	20,7	13	260	0,08333	17,1	19	380
0,16667	20,3	17	145,710123	0,16667	16,7	23	197,137225
0,3333	20	20	92,3233163	0,3333	16,2	28	129,252643
0,5	19,5	25	88,2238769	0,5	15,6	34	119,984473
1	18,6	34	47,4442878	1	15	40	55,8168092
1,5	17,4	46	58,7206556	1,5	14,45	45,5	58,0823876
2	16,3	57	46,850727	2	13,95	50,5	41,5081002
2,5	15,25	67,5	52,5958999	2,5	13,5	55	42,8559184
3	14,25	77,5	45,1465954	3	13,1	59	34,3696661
3,5	13,25	87,5	49,0644118	3,5	12,7	63	35,3263765
4	12,25	97,5	43,98569	4	12,4	66	29,7749286

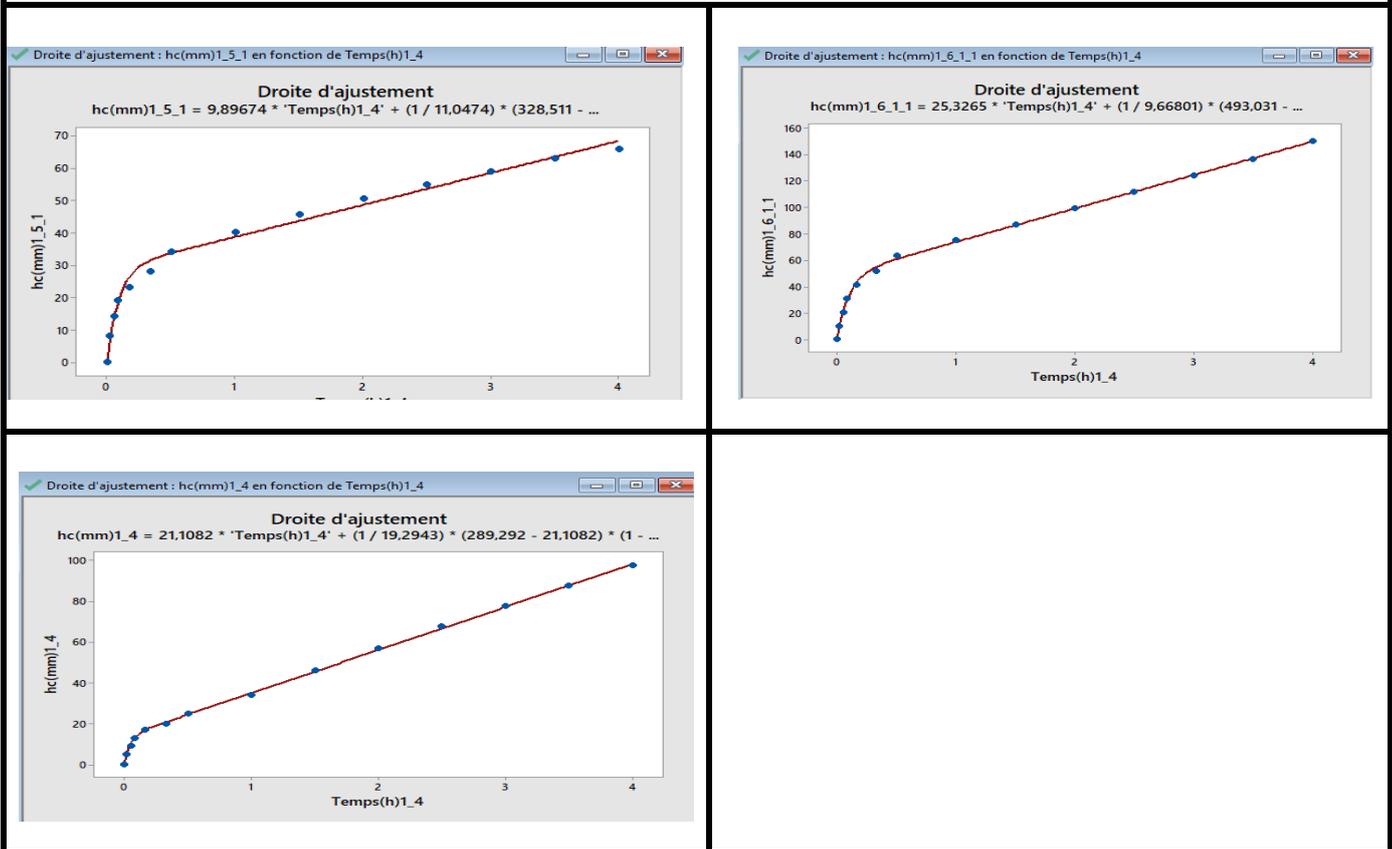
X=12.194441, y=-1.403035			
temps(h)	h(cm)	hc	dh/dt(mm/h)
0	24	0	0
0,01667	23	10	599,880024
0,05	22	20	600,060006
0,08333	20,95	30,5	610
0,16667	19,9	41	351,418531
0,3333	18,85	51,5	237,732539
0,5	17,7	63	222,32417
1	16,5	75	104,656517
1,5	15,3	87	111,058631
2	14,1	99	81,3723153
2,5	12,85	111,5	86,8806346
3	11,6	124	72,2345526
3,5	10,35	136,5	76,5404823
4	9	150	67,6702923

Traitement des données du résultat des doubles anneaux sur le site à aménager

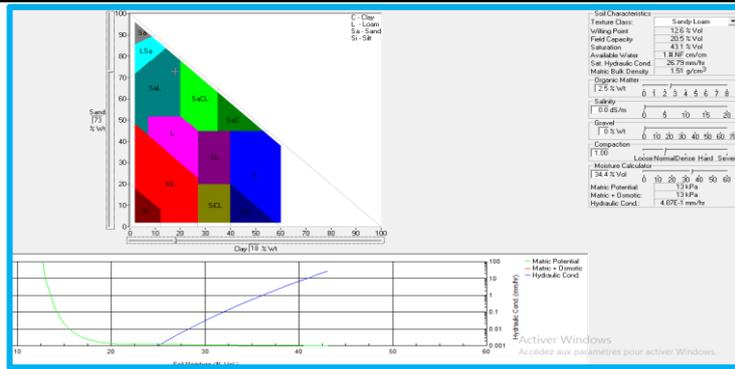




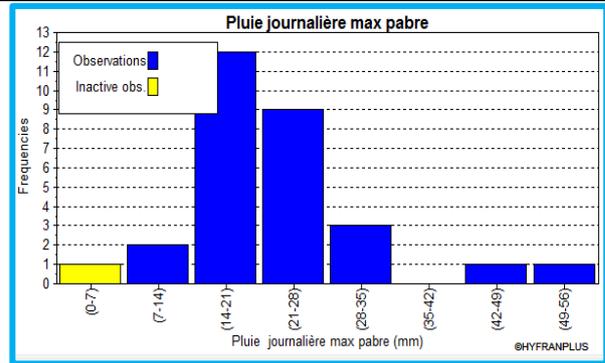
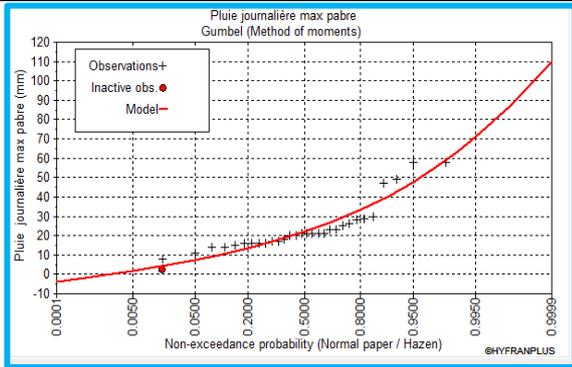
Traitement des données du résultat des doubles anneaux sur le site de mesure de canopée de citronnier



### Traitement des données avec spaw



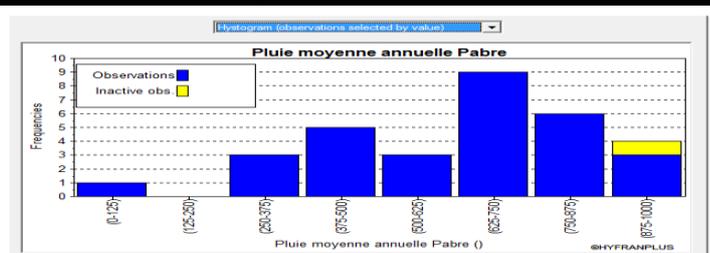
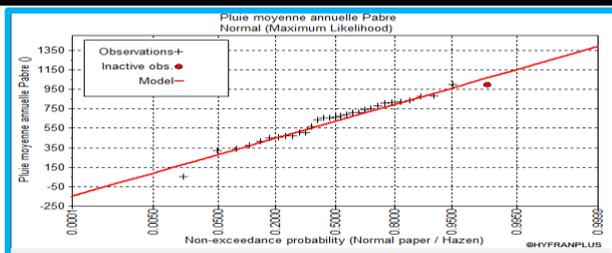
### Traitement des pluies journalières max avec hyfran



### Caractéristiques de l'échantillon avec hyfran

	Active data	All data
Number of data [n] :	30	31
Minimum :	52.0	52.0
Maximum :	996	996
Average :	621	633
Standard deviation :	207	214
Median :	660	662
Coefficient of variation [Cv]:	0.333	0.338
Skewness coefficient [Cs] :	-0.615	-0.523
Kurtosis coefficient [Ck] :	2.98	2.90

### Traitement des pluies annuelles avec hyfran



## Annexe IV : RESULTATS DES AJUSTEMENTS DES PLUIES

**Pluies maximales selon la période de retour (ajustement de Gumbel)**

Période de retour (T)	Fréquence de non dépassement (q)	Pluie max de période de retour T
10000.0	0.9999	234.76
2000.0	0.9995	202.17
1000.0	0.9990	188.13
200.0	0.9950	155.50
100.0	0.9900	141.42
50.0	0.9800	127.28
20.0	0.9500	108.42
10.0	0.9000	93.843
5.0	0.8000	78.649
3.0	0.6667	66.557
2.0	0.5000	55.701
1.4286	0.3000	44.522
1.2500	0.2000	38.645
1.1111	0.1000	31.393
1.0526	0.0500	26.065
1.0204	0.0200	20.662
1.0101	0.0100	17.360
1.0050	0.0050	14.521
1.0010	0.0010	9.1502
1.0005	0.0005	7.2141
1.0001	0.0001	3.3255

**Pluies annuelles humide selon la période de retour (ajustement de la loi Normale)**

Période de retour T	Fréquence de non dépassement q	Pluie annuelle humide à T (mm)
10000.0	0.9999	1348.3
2000.0	0.9995	1268.2

1000.0	0.9990	1230.8
200.0	0.9950	1134.7
100.0	0.9900	1088.1
50.0	0.9800	1037.1
20.0	0.9500	960.68
10.0	0.9000	892.74
5.0	0.8000	810.44
3.0	0.6667	733.59
2.0	0.5000	653.17
1.4286	0.3000	555.22
1.2500	0.2000	495.89
1.1111	0.1000	413.60
1.0526	0.0500	345.66
1.0204	0.0200	269.21
1.0101	0.0100	218.26
1.0050	0.0050	171.64
1.0010	0.0010	75.512
1.0005	0.0005	38.085

**Pluies annuelles sèches selon la période de retour (ajustement de la loi Normale)**

<b>Période de retour T</b>	<b>Fréquence de non dépassement q</b>	<b>Pluie annuelle sèche à T (mm)</b>
10000.0	0.0001	-41.981
2000.0	0.0005	38.085
1000.0	0.0010	75.512
200.0	0.0050	171.64
100.0	0.0100	218.26
50.0	0.0200	269.21
20.0	0.0500	345.66
10.0	0.1000	413.60

5.0	0.2000	495.89
3.3	0.3000	555.22
2.0	0.5000	653.17
1.5000	0.6667	733.59
1.2500	0.8000	810.44
1.1111	0.9000	892.74
1.0526	0.9500	960.68
1.0204	0.9800	1037.1
1.0101	0.9900	1088.1
1.0050	0.9950	1134.7
1.0010	0.9990	1230.8
1.0005	0.9995	1268.2
1.0001	0.9999	1348.3

## Annexe V : DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX

<b>DEVIS ESTIMATIF DU COUT DU BARRAGE</b>					
<i>Désignation</i>		<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix unitaire (FCFA)</i>	<i>Prix total (FCFA)</i>
<b>I</b>	<b>Installation, repli du chantier et services</b>				
I.1	Amenée et repli de matériel	FF	1	5 000 000	5 000 000
I.2	Frais d'installation de chantier	FF	1	3 000 000	3 000 000
I.3	Pistes et voies d'accès au chantier	FF	1	2 000 000	2 000 000
I.4	Laboratoire de chantier et contrôles de qualité	FF	1	5 000 000	5 000 000
I.5	Frais d'atténuation d'impacts environnementaux	FF	1	5 000 000	5 000 000
	<b><i>Sous-total I</i></b>				<b>20 000 000</b>
<b>II</b>	<b>Tranchée d'ancrage</b>				
II.1	Déblai sol en place	m3	1710	2 500	4 275 000
II.2	Remblai compacté	m3	1710	3 000	5 130 000
II.3	Béton armé à 350 kg/m3 pour écrans imperméables	m3	437	80 000	34 960 000
	<b><i>Sous-total II</i></b>				<b>44 365 000</b>
<b>III</b>	<b>Digue</b>				
<b>III.1</b>	<b><i>Terrassements et remblais</i></b>				
III.1.1	Abattage, dessouchage d'arbres et débroussaillage	FF	1	75 000	75 000
III.1.2	Décapage de l'emprise (ép 20cm)	m2	13338	300	4 001 400
III.1.3	Déblai du sol en place pour drain de pied	m3	72	2 500	180 000
III.1.4	Déblai du sol en place pour butée imperméable	m3	540	2 500	1 350 000
III.1.5	Remblai compacté à 95 % de l'OPN pour digue homogène	m3	242305	3 000	726 915 000
III.1.6	Remblai pour butée imperméable	m3	540	3 500	1 890 000
	<b><i>Sous-total III.1</i></b>				<b>734 411 400</b>
<b>III.2</b>	<b><i>Maçonneries et gabions</i></b>				
III.2.1	Couche de pose gravillonnaire 0/25 de 20 cm d'épaisseur pour talus amont (ép 20cm)	m3	5948	5 000	29 740 000
III.2.2	Couche de perré sec pour talus amont (ép 20cm)	m3	5948	5 000	29 740 000

III.2.3	Couche de grave latéritique pour talus aval (ép 20cm)	m3	5948	5 000	29 740 000
III.2.4	Couche de grave latéritique pour couronnement de digue (ép 20cm)	m3	129	5 000	645 000
III.2.5	Déblai manuel sur remblai de digue pour mur de crête amont et aval (40x50cm)	m3	180	2 500	450 000
III.2.6	Moëllons pour mur de crête en maçonnerie amont et aval (40x50cm)	m3	180	7 500	1 350 000
III.2.7	Moëllons pour mur de protection amont (45x40)	m3	81	7 500	607 500
	<b>Sous-total III.2</b>				<b>92 272 500</b>
III.3	<b><u>Etanchéité</u></b>				
III.3.1	Matériaux pour filtre (ép 50cm)	m3	1635	9 000	14 715 000
	<b>Sous-total III.3</b>				<b>14 715 000</b>
	<b>Sous-total III</b>				<b>841 398 900</b>
IV	<b><u>Evacuateur de crue</u></b>				
IV.1	<b><u>Terrassement et gros-oeuvre</u></b>				
IV.1.1	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour corps déversoir (par plots de larg. 6m)	m3	1750	115 000	201 250 000
IV.1.2	Béton armé 350kg/m3 pour mur bajoyers	m3	169,55	115 000	19 498 250
IV.1.3	Maçonnerie en moëllons pour escaliers	m3	50	7 500	375 000
IV.1.4	Joints verticaux Waterproof entre plots de béton	ml	100	50 000	5 000 000
IV.1.5	Déblai sur sol en place pour bassin de dissipation	m3	600	2 500	1 500 000
IV.1.6	Sable pour couche de pose (ép 10cm)	m2	245	8 000	1 960 000
IV.1.7	Béton ordinaire dosé à 350 Kg/m3 pour dalle + bêche	m3	49	80 000	3 920 000
IV.1.8	Décapage sur terrain meuble pour diguettes de protection	m2	240	300	72 000
IV.1.9	Couche d'enrochements latériques + Pose à la main	m2	700	7 000	4 900 000
IV.1.10	Remblai compacté pour diguettes de protection	m3	2361,15	3 500	8 264 025
	<b>Sous-total IV.1</b>				<b>246 739 275</b>
IV.2	<b><u>Etanchéité</u></b>				
IV.2.1	Fourniture et pose de gabions pour seuil	m3	35	30 000	1 050 000
IV.2.2	Barbacanes en PVC DN50	ml	60	5 000	300 000
	<b>Sous-total IV.2</b>				<b>1 350 000</b>

	<i>Sous-total IV</i>				<b>248 089 275</b>
V	<b>Ouvrage de prise</b>				
V.1	<i>Terrassements et remblais</i>				
V.1.1	Déblai sur sol en place pour bac amont	m3	90	2 500	225 000
V.1.2	Déblai sur sol en place pour bac aval	m3	250	2 500	625 000
V.1.3	Déblai sur sol en place pour conduite	m3	10	2 500	25 000
V.1.4	Couche de béton de propreté dosé à 350 kg/m3 (ép 5cm)	m3	12	70 000	840 000
V.1.5	Béton armé dosé à 300 kg/m3 pour bac amont et aval	m3	48	150 000	7 200 000
V.1.6	Béton ordinaire dosé à 250 kg/m3 pour enrobage de la conduite	m3	10	80 000	800 000
	<i>Sous-total V.1</i>				<b>9 715 000</b>
V.2	<i>Conduites et équipements divers</i>				
V.2.1	Conduite en fonte DN150	ml	50	50 000	2 500 000
V.2.2	Vanne papillon DN150 + accessoires	U	1	1 500 000	1 500 000
V.2.3	Grille de protection pour bac amont et aval	m2	130	20 000	2 600 000
V.2.4	Echelle en acier galvanisé pour descente (bacs amont et aval)	U	2	200 000	400 000
	<i>Sous-total V.2</i>				<b>7 000 000</b>
	<i>Sous-total V</i>				<b>16 715 000</b>
	<i>Maîtrise d'oeuvre</i>				<b>140 000 000</b>
	<b>Total général HT</b>				<b>1 170 568 175</b>
	<b>TVA (18%)</b>				<b>232 702 272</b>
	<b>Total général TTC</b>				<b>1 522 869 732</b>

<b>DEVIS ESTIMATIF DE L'AMENAGEMENT DU PERIMETRE</b>				
<i>Désignation</i>	<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix unitaire (FCFA)</i>	<i>Prix total (FCFA)</i>
<b>I. Installation</b>				
<i>I.1 Installation et Repli du matériel</i>	FF	1	2 000 000	2 000 000
<i>I.2 Clôture du périmètre</i>	ml	4500	800	3 600 000
<b>Sous-total I</b>				<b>5 600 000</b>
<b>II. Terrassement</b>				
<i>II.1 Débroussaillage des arbres</i>	FF	1	100 000	100 000
<i>II.2 Terrassement et Planage du périmètre</i>	m2	270000	500	135 000 000
<i>II.3 Piste et accès</i>	ml	4050	5 000	20 250 000
<i>II.4 Reprofilage du lit mineur</i>	ml	650	2 500	1 625 000
<i>II.5 Excavation pour conduite principale, primaire et secondaire</i>	m3	1600	2 500	4 000 000
<b>Sous-total II</b>				<b>160 975 000</b>
<b>III. Topographie</b>				
<i>III.1 Implation des bornes du périmètre</i>	FF	1	80 000	80 000
<i>III.2 Implantation des différentes zones*</i>	FF	1	75 000	75 000
<i>III.3 Implantation des parcelles</i>	FF	1	150 000	150 000
<b>Sous-total III</b>				<b>305 000</b>
<b>IV. Fourniture et pose système d'irrigation</b>				
<i>IV.1 Installation de la conduite principale, primaire et secondaire</i>	ml	1600	3 000	4 800 000
<i>IV.2 Installation des portes-rampes</i>	ml	6300	1 000	6 300 000
<i>IV.3 Rouleaux de 1000m de lignes de goutteurs</i>	FF	135	3 000 000	3 000 000

IV.4 Kit Asperseur+filtre	FF	15000	733	10 995 000
IV.14 Equipement et contrôle du débit	FF	1	3 000 000	3 000 000
<b>Sous-total IV</b>				<b>28 095 000</b>
<b>V. Constructions des aires de stockage</b>				
V.1 Magasin (produits phytosanitaires) 4m× 3m	FF	1	300 000	300 000
V.2 Hangar pour véhicules et engins 30m × 3m	FF	1	2 250 000	2 250 000
V.3 Aire de stockage des produits agricoles 4m× 3m	FF	1	100 000	100 000
V.4 Aire de séchage 20m× 15m	FF	1	250 000	250 000
V.5 Magasins pour les pièces de rechange du système 4m× 3m	FF	1	350 000	350 000
V.6 Magasin pour le petits matériels 4m × 3m	FF	1	280 000	280 000
V.7 Bassin de décantation 40m × 30m×3m	FF	1	30 000 000	30 000 000
V.7 Locaux pour responsables	FF	1	900 000	900 000
<b>Sous-total V</b>				<b>34 430 000</b>
<b>VI. Drainage et traitement</b>				
VI. 1 Déblai du sol en place	m3	571	2 500	1 427 500
VI. 2 Profilage et calage des drains	ml	4800	1 000	4 800 000
<b>Sous-total V</b>				<b>6 227 500</b>
<b>VI. Station de pompage</b>				
VI. 1 Prise en fonte	FF	2	1500000	1 500 000
VI. 2 Pompes	FF	2	8000000	8 000 000
VI. 3 Groupes électrogène 22kva et 50kva	FF	2	80000000	80 000 000
<b>Sous total VI</b>				<b>89 500 000</b>
<b>Maîtrise d'œuvre</b>				<b>40 000 000</b>
<b>Total général HT</b>				<b>325 132 500</b>
<b>TVA (18%)</b>				<b>65 732 850</b>
<b>Total général TTC</b>				<b>430 915 350</b>

<b>Charges d'exploitation</b>			
Désignation	Unité	Quantité	Coût(FCFA)
Carburant (Gazoil)	ETUDE D'APD DE CONCEPTION D'UN SERRAGE ET D'UN AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE	5544	88 264 000
Maintenance : vidange+pieces de rechanges	u	forfait	8 000 000
Intrants citron	ha	50	22 500 000
Intrants	ha	30	21 000 000
<b>TOTAL</b>			<b>84 764 000</b>

<b>ESTIMATION DU DRI</b>	
Chiffre d'affaire (FCFA)	157 500 000
Charges d'exploitation(FCFA)	84 764 000
Bénéfice net (FCFA)	72 736 000
Total investissement ouvrages (FCFA)	1 953 785 082
Durée de Retour sur Investissement (DRI)	<b>27 ans</b>

CA citron : 45 000 000Fcfca ;

CA Oignon : 112 500 000Fcfca

<b>Charges d'exploitation</b>				
Cultures	Rendement	Charges d'exploitation estimées (FCFA/ha)	Prix de vente de la production estimés à (FCFA/ha)	Taux rentabilité
Gombo	9	808 850	1 035 000	1,28
Carotte	30	7 410 000	10 400 000	1,40
Haricot Vert	7	722 105	1 022 000	1,42
Pomme de Terre	25	2 905 310	4 750 000	1,63
Piment	11	1 370 335	2 431 000	1,77
Oignon bulbe	15	778 000	4 166 000	5,3
Chou	28	930 000	3 750 000	4,03
Tomate	24	438 360	1 800 000	4,11

Source : MAHRH

## Annexe VI : POMPES ET GROUPES ELECTROGENES

**Groupe électrogène 50Kva pour rive droite**

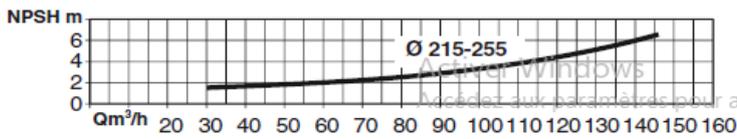
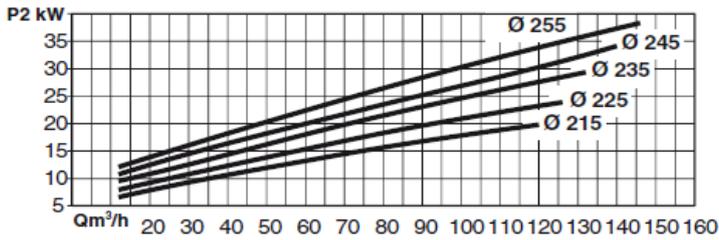
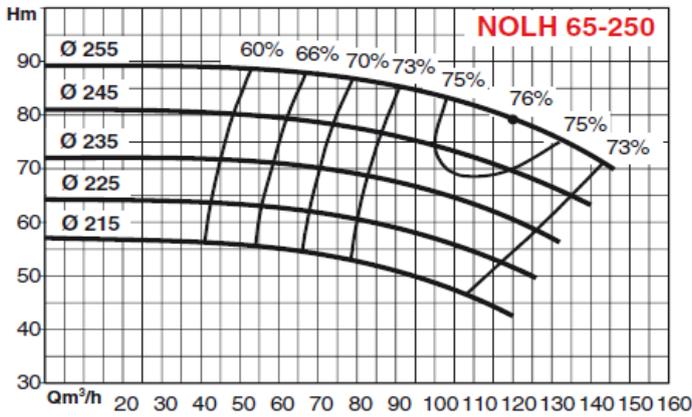


**Groupe électrogène 22Kva pour rive gauche**

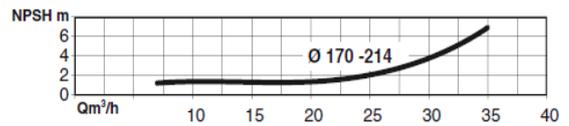
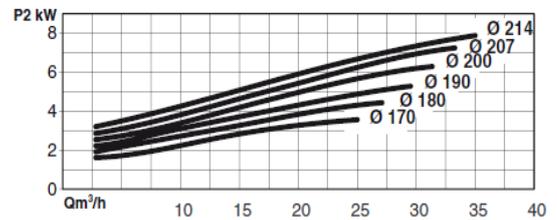
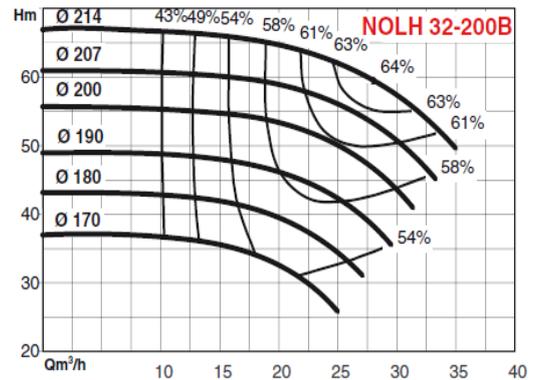


générateur Modèle	GJD7000S
Type De fonctionnement	démarreur
fréquence (Hz)	50
Alimentation De secours (kVA)	7
premier Puissance (kVA)	5,5
moteur HP/rpm	10/3600
tension (V)	220
moteur Modèle	186FAE
Capacité de carburant (L)	16
Capacité d'huile (L)	1,7
La Consommation de carburant (gxkW/h)	280

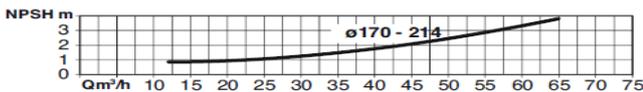
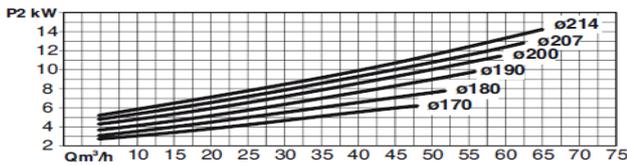
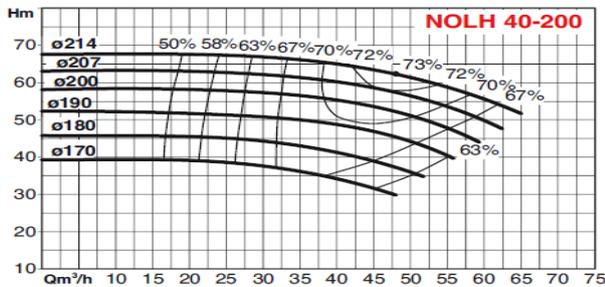
catalogue pompe NOLH65-250



catalogue pompes NOLH32-200B



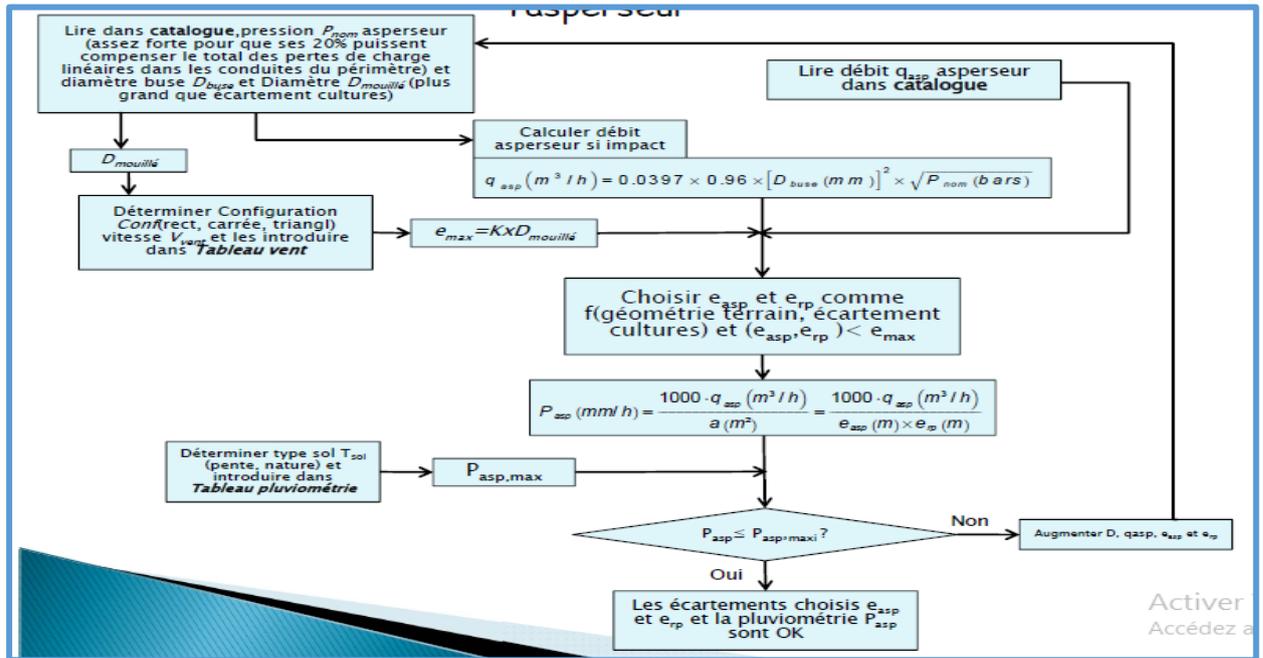
catalogue pompe NOLH40-200



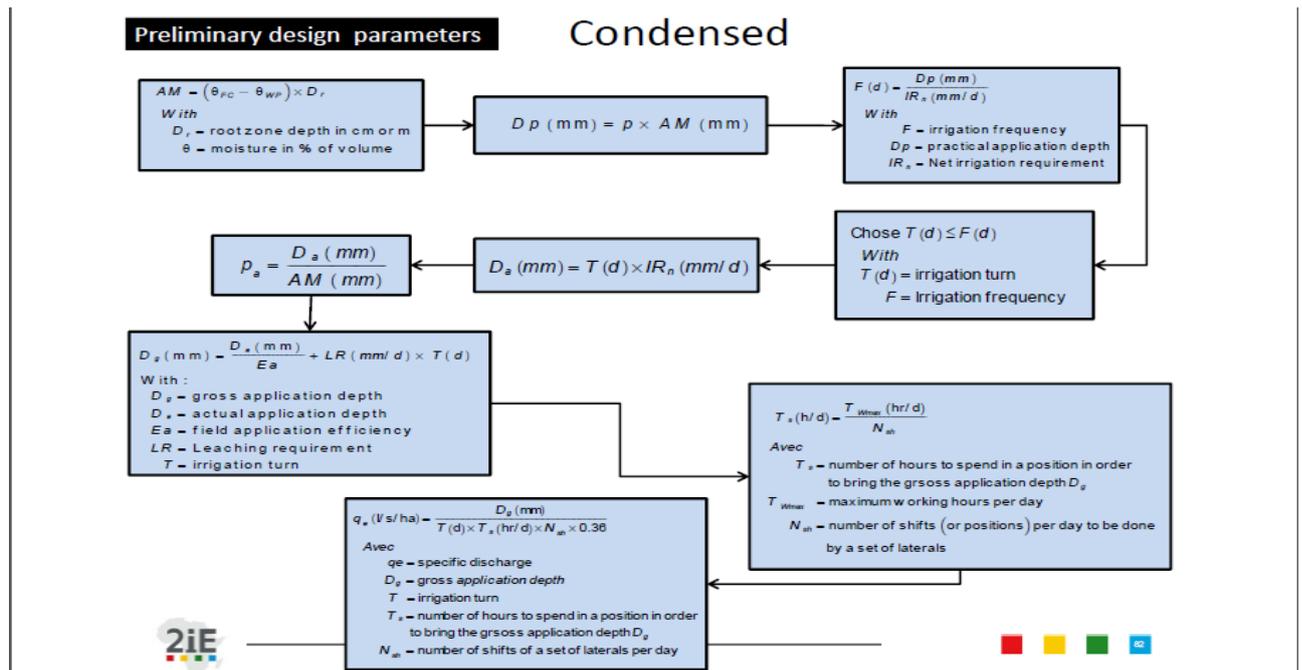
# Annexe VII : ORGANIGRAMMES DE DIMENSIONNEMENTS DE L'AMENAGEMENT

## DIMENSIONNEMENT PRELIMINAIRE

### ASPERSION :

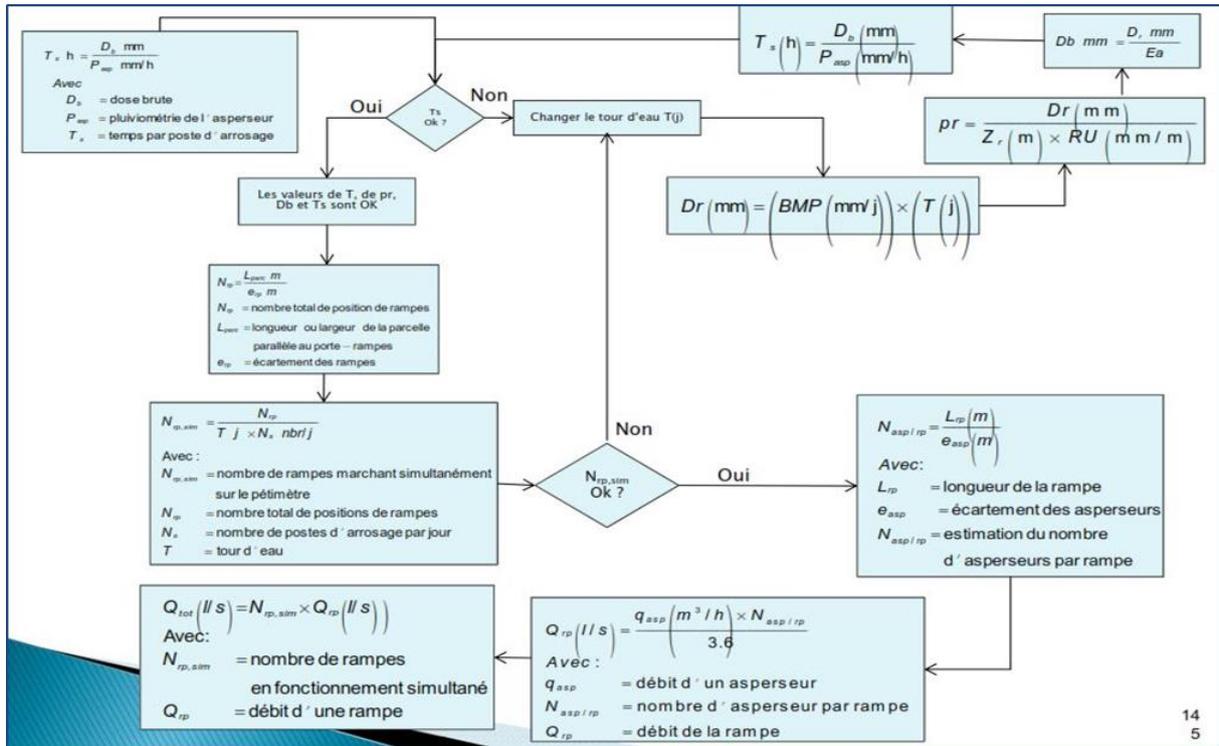


### LOCALISE :

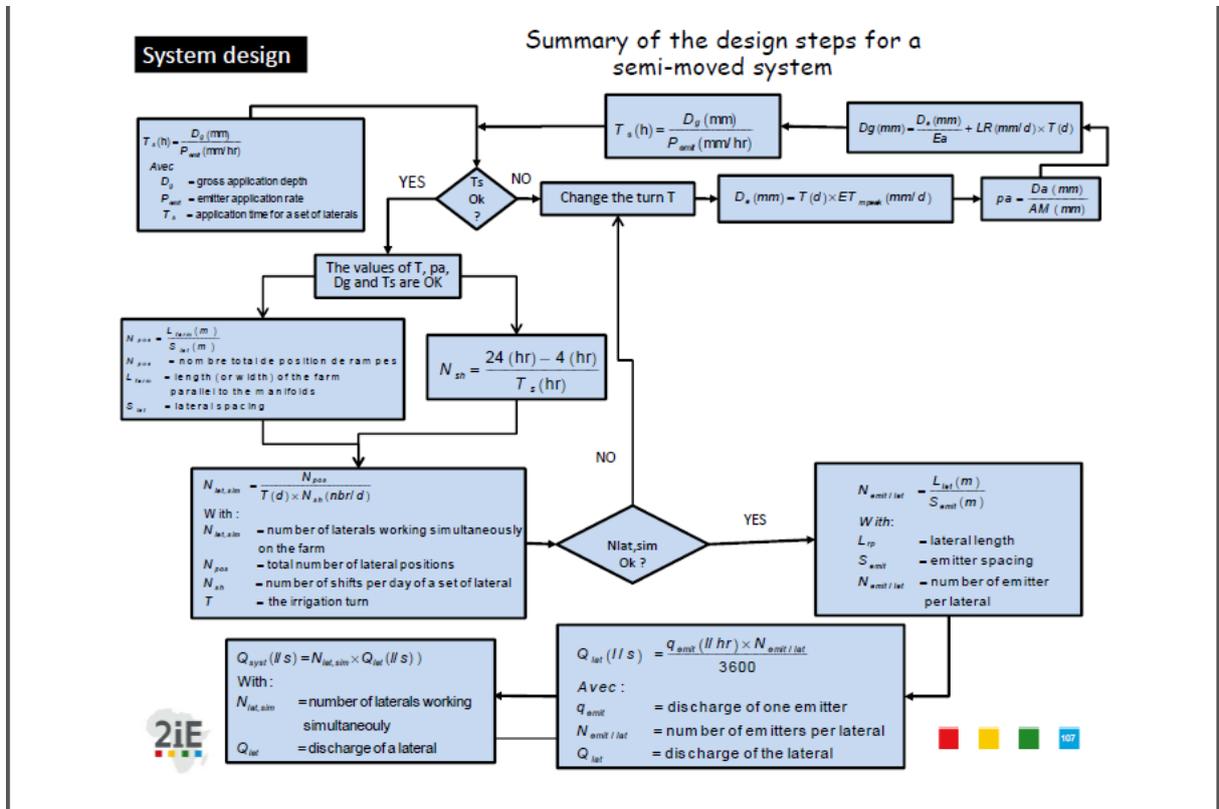


**DIMENSIONNEMENT FINAL**

**ASPERSION :**



**LOCALISE :**



## Annexe VIII : RESULTAT DU DIMENSIONNEMENTS PRIMAIRE DE L'AMENAGEMENT

ASPERSION :

Résultat du dimensionnement préliminaire pour l'aspersion

	Oignon	Chou Pomme	Piment	Tomate
	Avril	Avril	Avril	Avril
Zr (m)	0,3	0,45	0,7	0,8
H wp	13,2	13,2	13,2	13,2
H fc	26,5	26,5	26,5	26,5
RU (mm/m)	133	133	133	133
ET0 (mm)	6,88	7,38	7,38	7,38
Kc	0,85	1,05	1,02	1,04
ETM (mm/j)	5,85	7,75	7,50	7,71
Pe (mm/j)	2,33	0,68	0,68	0,68
BMP (mm/j)	3,52	7,07	6,83	7,03
pr	0,23	0,35	0,27	0,39
RFU (mm/j)	9,22	20,89	24,95	41,28
F (j)	2,62	2,9	3,7	5,9
T (j)	2	2	3	5
Dr (mm)	7,04	14,14	20,5	35,2
Ea	0,75	0,75	0,75	0,75
A (ha)	27	27	27	27
Vr (m3)	1901,52	3819,06	5529,3	9494,1
Db (mm)	9,4	18,9	27,31	46,9
Ts * Ns (h/j)	22	22	22	22
qe (l/s/ha)	0,6	1,191	1,15	1,18
Qtot (l/s)	16,01	32,15	31,03	31,97
qe retenu pour le projet (l/s/ha)	<b>1,190628507</b>			

Résultats du calcul des paramètres pour l'Aspersion

Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
<b>ET0 (mm/j)</b>	5,29	5,38	5,22	5,77	6,38	7,12	7,38	6,88
<b>Pluie (mm)</b>	39	1	0,0	0,0	2	4	21	80
<b>Pe (mm/mois)</b>	36 ,6	1	0,0	0,0	2	4	20,3	69,8
<b>Pe (mm/j)</b>	1,22	0,03	0,00	0,00	0,07	0,13	0,68	2,33
<b>Kc éq</b>	0,50	0,6875	1,05	0,85	0,50	0,6875	1,05	0,85
<b>ETM (mm/j)</b>	2,65	3,70	5,48	4,90	3,19	4,895	7,749	5,848
<b>BMP (ETM-Pe)</b>	1,43	3,67	5,48	4,90	3,12	4,76	7,07	3,52
<b>Besoin brut (mm)</b>	42,75	109,96	164,43	147,14	93,70	142,85	212,17	105,64
<b>Besoins brut (m3/ha)</b>	427,50	1099,63	1644,30	1471,35	937,00	1428,50	2121,7	1056,40
<b>Besoins brut (m3)</b>	<b>12 825</b>	<b>32 989</b>	<b>49 329</b>	<b>44 141</b>	<b>28 110</b>	<b>42 855</b>	<b>63 651</b>	<b>31 692</b>
<b>Kc éq</b>	0,45	0,675	1,05	0,9	0,45	0,675	1,05	0,9
<b>ETM (mm/j)</b>	2,38	3,63	5,481	5,193	2,87	4,806	7,749	6,192
<b>BMP (ETM-Pe)</b>	1,16	3,60	5,48	5,19	2,80	4,67	7,07	3,87
<b>Besoin brut (mm)</b>	34,82	107,95	164,43	155,79	84,13	140,18	212,17	115,96
<b>Besoins brut (m3/ha)</b>	348,15	1079,45	1644,30	1557,90	841,30	1401,80	2121,7	1159,60
<b>Besoins brut (m3)</b>	<b>10 445</b>	<b>32 384</b>	<b>49 329</b>	<b>46 737</b>	<b>25 239</b>	<b>42 054</b>	<b>63 651</b>	<b>34 788</b>
<b>Kc éq</b>	0,45	0,65	1,016	0,91	0,45	0,65	1,016	0,92
<b>ETM (mm/j)</b>	2,38	3,50	5,31	5,29	2,87	4,63	7,50	6,31
<b>BMP (ETM-Pe)</b>	1,16	3,46	5,31	5,29	2,80	4,49	6,83	3,98
<b>Besoin brut (mm)</b>	34,82	103,91	159,21	158,68	84,13	134,84	204,79	119,40
<b>Besoins brut (m3/ha)</b>	348,15	1039,10	1592,10	1586,75	841,30	1348,40	2047,90	1194,00
<b>Besoins brut (m3)</b>	<b>10 445</b>	<b>31 173</b>	<b>47 763</b>	<b>47 603</b>	<b>25 239</b>	<b>40 452</b>	<b>61 437</b>	<b>35 820</b>
<b>Kc éq</b>	0,35	0,59	1,044	0,65	0,35	0,59	1,0446	0,65

<b>Tomate</b>	<b>ETM (mm/j)</b>	1,8515	3,1742	5,4529	3,7505	2,233	4,2008	7,709	4,472
	<b>BM (ETM-Pe)</b>	0,63	3,14	5,45	3,75	2,17	4,07	7,03	2,15
	<b>Besoin brut (mm)</b>	18,945	94,226	163,58	112,5	64,99	122,024	210,97	64,36
	<b>Besoins brut (m<sup>3</sup>/ha)</b>	189,45	942,26	1635,88275	1125,15	649,9	1220,24	2109,7	643,6
	<b>Besoins brut (m<sup>3</sup>)</b>	<b>5683,5</b>	<b>28267,8</b>	<b>49076,4825</b>	<b>33754,5</b>	<b>19497</b>	<b>36607,2</b>	<b>63293,9</b>	<b>19308</b>
<b>Total besoin mensuel (m<sup>3</sup>)</b>		<b>12 825</b>	<b>32 989</b>	<b>49 329</b>	<b>47 603</b>	<b>28 110</b>	<b>42 855</b>	<b>63 651</b>	<b>35 820</b>
<b>Besoin en consommation agricole (m<sup>3</sup>)</b>								<b>313 181</b>	

**LOCALISE :**

**Résultats du dimensionnement préliminaire pour l'irrigation localisé**

	Citron
	Mars
<b>Zr (m)</b>	1,5
<b>θ wp</b>	13,2
<b>θ fc</b>	26,5
<b>AM (mm/m)</b>	199,5
<b>ET0 (mm)</b>	7,12
<b>Kc*Kr</b>	0,585662019
<b>ETM.loc (mm/j)</b>	4,169913572
<b>Pe (mm/j)</b>	0,13
<b>IRn (mm/j)</b>	4,04
<b>Pr</b>	0,5
<b>RAM (mm/j)</b>	99,75
<b>IRg</b>	5,49
<b>F (j)</b>	24,71151175
<b>T (j)</b>	5
<b>LR (mm/j)</b>	1
<b>Da (mm)</b>	20,18290119
<b>Ea</b>	0,9
<b>A (ha)</b>	50
<b>Vr (m3)</b>	10091,4506
<b>Dg (mm)</b>	27,42544577
<b>Ts * Ns (h/j)</b>	22
<b>qe (l/s/ha)</b>	0,692561762
<b>Qtot (l/s)</b>	34,6280881
<b>qe retenu pour le projet (l/s/ha)</b>	0,692561762

*Résultats du calcul des paramètres pour le goutte à goutte*

Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
<b>ET0 (mm/j)</b>	5,29	5,38	5,22	5,77	6,38	7,12	7,38	6,88
<b>Pluie (mm)</b>	39	1	0,0	0,0	2	4	21	80
<b>Pe(mm/mois)</b>	36 ,6	1	0,0	0,0	2	4	20,3	69,8
<b>Pe (mm/j)</b>	1,22	0,03	0,00	0,00	0,07	0,13	0,68	2,33
<b>Citron</b>	<b>Kc éq</b>	0,7	0,7	0,675	0,65	0,7	0,7	0,7
	<b>Kr</b>	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84
	<b>ETM.loc (mm/j)</b>	3,1	3,2	2,95	3,1	3,74	4,2	4,3
	<b>IRn (ETM-Pe)</b>	1,88	3,12	2,95	3,14	3,67	4,04	3,65
	<b>Besoin brut (mm)</b>	56,3	93,53	88,44	94,14	110,1	121,1	109,4
	<b>Besoins brut (m3/ha)</b>	563,5	935,3	884,4	941,4	1100,9	1210,9	1093,7
	<b>Besoins brut (m3)</b>	28172,3	46762,9	44219,6	47068,4	55047,9	60548,7	54682,8
<b>Total besoin mensuel (m<sup>3</sup>)</b>	<b>28172,3</b>	<b>46762,9</b>	<b>44219,6</b>	<b>47068,4</b>	<b>55047,9</b>	<b>60548,7</b>	<b>54682,8</b>	<b>25540,3</b>
<b>Besoin en consommation agricole (m3)</b>								<b>362042,8</b>

# Annexe IX : RESULTAT DU DIMENSIONNEMENTS FINAL DE L'AMENAGEMENT

**LOCALISE :**

*Dimensionnement final rive gauche amont (localisé)*

DIMENSIONNEMENT FINAL RIVE GAUCHE AMONT	
Surface brute: A brute (ha)	25
Surface nette: A nette (ha)	22,5
L brute (m)	1250
l brute (m)	200
L nette (m)	1200
l nette (m)	180
Surface parcellaire (m*m)	100*60
Nombre de parcelle	36
L parcelle (m)	100
l parcelle (m)	60
Vitesse d'infiltration sol (mm/h)	22,15
e rp (m)	3
canopysize (m)	2,4384
Aw/dripper (m2)	0,650321
Diamètre mouillée (m)	0,9144
périmère	7,656576
e anneau (m)	4
e dripper (m)	0,3
Nombre drippers/plante (/plte)	4
<b>Choix du type de goutteur</b>	
Catalogue de choix	<b>catalogue NETAFIM de Janvier 2013</b>
Caractéristiques de l'asperseur	q= 0,5 GPH ; Φ mouillé = 3 ft ; Pnom=3 bars
P drippers (mm/h)	2,91040886
<b>Vérification des conditions</b>	
<b>Paramètres</b>	
K	0,5
disposition carrée	0,3*0,3
P nom (bar)	3
Q dripper (m3/h)	0,0018925
Diamètre mouillé (m)	0,9144
Pluvio/dripper (mm/h)	2,910101319
Tw max (h)	22
Da	20,18290119
Pr	0,5
Dg (mm)	27,42544577
Temps par poste d'arrosage Ts (h)	9,424223683

Nombre de poste d'arrosage Ns	2
Ns*Ts	18,84844737
Tour d'eau (j)	4
Nbre ring/rp	25
Ndripper/rp	100
Nrp	20
Nrp,sim	2,5
Qrp(l/s)	0,052569444
Qtot(l/s)	0,131423611
q equipement (l/s/ha)	0,005841049

*Résultats du dimensionnement final des rampes et portes rampe rive droite*

<b>DIMENSIONNEMENT DES RAMPES RIVES GAUCHE AMONT</b>	
P nom (m)	30
$\Delta h$ adm (m)	6
L rp (m)	100
e ring (m)	4
N dripper/ring	4
Nombre drippers	100
Q drippers (m <sup>3</sup> /h)	0,0018925
Q rp (m <sup>3</sup> /h)	0,18925
Vitesse limite PE (m/s)	1,7
Diam (mm)	6,276324172
Diam abaque (mm)	75
$\Delta h$ simp (m/m)	4,54609E-06
Facteur F	0,371
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,000454609
E amont- E aval (m)	0
Perte de charge totale $\Delta h$ ramp (m)	0,00016866
$\Delta P$ reliquat (m)	5,99983134
<b>DIMENSIONNEMENT DES PORTE-RAMPES RIVE GAUCHE AMONT</b>	
$\Delta P$ reliquat (m)	5,99983134

Nrp /sim	3
Débit Q-porterampe (m3/h)	0,56775
Vitesse limite PE (m/s)	1,7
Diam (mm)	10,87091235
Diam abaque (mm)	75
$\Delta h$ simp (m/m)	3,43195E-05
Facteur F	0,376
L porte-ramp (m)	60
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,00205917
Perte de charge linéaire $\Delta h$ porte-ramp (m)	0,000774248
E amont- E aval (m)	-1
Variation total pression $\Delta P$ (m)	1,000774248
$\Delta P$ reliquat 1 (m)	4,999057092

*Résultats du dimensionnement final conduites secondaires, primaire et principale rive gauche amont*

<b>DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES SECONDAIRES RIVE GAUCHE AMONT</b>	
$\Delta P$ 1 reliquat (m)	4,999057092
N porte-rampe connectés	3
Débit Q-cond (m3/h)	1,70325
Vitesse lim alluminum (m/s)	2
Diam (mm)	17,35945492
D abaque (mm)	110
$\Delta h$ simp (m/m)	4,22178E-05
Facteur F	0,376
Long cond secondaire (m)	200
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,008443559
Perte de charge linéaire (m)	0,003174778
E amont- E aval (m)	-2
Variation pression $\Delta P$ (m)	2,003174778
$\Delta P$ reliquat 2 (m)	2,995882314
<b>DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES PRIMAIRES RIVE GAUCHE AMONT</b>	
$\Delta P$ reliquat 2 (m)	2,995882314
N conduites secondaire connectés	12
Débit Q-cond (m3/h)	20,439
Vitesse lim alluminum (m/s)	2

Diam (mm)	60,13491583
Diam abaque (mm)	160
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000586951
Facteur F	0,376
Long cond primaire (m)	1200
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,704340915
Perte de charge linéaire (m)	0,264832184
E amont- E aval (m)	0
Variation pression $\Delta P$ (m)	0,264832184
$\Delta P$ reliquat 3 (m)	2,73105013
<b>DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE PRINCIPALE</b>	
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	20,439
Vitesse lim alluminum (m/s)	2
Diam abaque (mm)	200
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000192437
Facteur F	0,376
Long cond principale (m)	150
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,028865603
Perte de charge linéaire (m)	0,010853467
E amont- E aval (m)	-1
Variation pression $\Delta P$ (m)	1,010853467
$\Delta P$ reliquat 3 (m)	1,720196664

*Résultats du dimensionnement final sur la rive droite*

<b>DIMENSIONNEMENT FINAL RIVE DROITE AMONT (localisé)</b>	
Surface brute: A brute (ha)	25
Surface nette: A nette (ha)	22,5
L brute (m)	1250
l brute (m)	200
L nette (m)	1200
l nette (m)	180
Surface parcellaire (m*m)	100*60
Nombre de parcelle	36
L parcelle (m)	100
l parcelle (m)	60
Vitesse d'infiltration sol (mm/h)	22,15
e rp (m)	3
canopysize (m)	2,4384
Aw/dripper (m <sup>2</sup> )	0,650321
Diamètre mouillée (m)	1,524
périmère	7,656576
e anneau (m)	4
e dripper (m)	0,3

Nombre drippers/plante (/plte)	4
<b>Choix du type de goutteur</b>	
Catalogue de choix	<b>catalogue NETAFIM de Janvier 2013</b>
Caractéristiques de l'asperseur	q= 1 GPH ; $\Phi$ mouillé = 3 ft ; Pnom=3 bars
P drippers (mm/h)	2,91040886
<b>Vérification des conditions</b>	
<b>Paramètres</b>	
K	0,5
disposition carrée	0,3*0,3
P nom (bar)	3
Q dripper (m3/h)	0,0018925
Diamètre mouillé (m)	1,524
Pluvio/dripper (mm/h)	2,910101319
Tw max (h)	22
Da	20,18290119
Pr	0,5
Dg (mm)	27,42544577
Temps par poste d'arrosage Ts (h)	9,424223683
Nombre de poste d'arrosage Ns	2
Ns*Ts	18,84844737
Tour d'eau (j)	4
Nbre ring/rp	25
Ndripper/rp	100
Nrp	20
Nrp,sim	2,5
Qrp(l/s)	0,052569444
Qtot(l/s)	0,131423611
q equipement (l/s/ha)	0,005841049

*Dimensionnement rampes et porte-rampe rive droite amont*

<b>DIMENSIONNEMENT DES RAMPES RIVES DROITE AMONT</b>	
P nom (m)	30
$\Delta$ h adm (m)	6
L rp (m)	100
e ring (m)	4
N dripper/ring	4
Nombre drippers	100
Q drippers (m3/h)	0,0018925
Q rp (m3/h)	0,18925
Vitesse limite PE (m/s)	1,7
Diam (mm)	6,276324172
Diam abaque (mm)	75

$\Delta h$ simp (m/m)	1,62754E-05
Facteur F	0,371
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,001627545
E amont- E aval (m)	0
Perte de charge totale $\Delta h$ ramp (m)	0,000603819
$\Delta P$ reliquat (m)	5,999396181
<b>DIMENSIONNEMENT DES PORTE-RAMPES RIVE DROITE AMONT</b>	
$\Delta P$ reliquat (m)	5,999396181
Nrp /sim	3
Débit Q-porterampe (m <sup>3</sup> /h)	0,56775
Vitesse limite PE (m/s)	1,7
Diam (mm)	10,87091235
Diam abaque (mm)	75
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000122867
Facteur F	0,376
L porte-ramp (m)	60
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,007372034
Perte de charge linéaire $\Delta h$ porte-ramp (m)	0,002771885
E amont- E aval (m)	-1
Variation total pression $\Delta P$ (m)	1,002771885
$\Delta P$ reliquat l (m)	4,996624296

*Dimensionnement final rive droite amont des conduites secondaires, primaires, et principale*

<b>DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES SECONDAIRES RIVE DOITE AMONT</b>	
$\Delta P$ 1 reliquat (m)	4,996624296
N porte-rampe connectés	3
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	1,70325
Vitesse lim alluminum (m/s)	2
Diam (mm)	17,35945492
D abaque (mm)	110
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000144987
Facteur F	0,376
Long cond secondaire (m)	200
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,028997391
Perte de charge linéaire (m)	0,010903019
E amont- E aval (m)	-2
Variation pression $\Delta P$ (m)	2,010903019
$\Delta P$ reliquat 2 (m)	2,985721277
<b>DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES PRIMAIRES RIVE DROITE AMONT</b>	
$\Delta P$ reliquat 2 (m)	2,985721277
N conduites secondaire connectés	12
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	20,439

Vitesse lim alluminum (m/s)	2
Diam (mm)	60,13491583
Diam abaque (mm)	160
$\Delta h$ simp (m/m)	0,002015743
Facteur F	0,376
Long cond primaire (m)	1200
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	2,418891059
Perte de charge linéaire (m)	0,909503038
E amont- E aval (m)	0
Variation pression $\Delta P$ (m)	0,909503038
$\Delta P$ reliquat 3 (m)	2,076218239
<b>DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE PRINCIPALE</b>	
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	20,439
Vitesse lim alluminum (m/s)	2
Diam abaque (mm)	200
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000674767
Facteur F	0,376
Long cond principale (m)	150
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,101215012
Perte de charge linéaire (m)	0,038056844
E amont- E aval (m)	-1
Variation pression $\Delta P$ (m)	1,038056844
$\Delta P$ reliquat 3 (m)	1,038161394

*Détermination de la HMT du réseau goutte à goutte rives gauche*

<b>Paramètres</b>	<b>Valeurs</b>
Qtot(m <sup>3</sup> /h)	20,439
Pnom(m)	30
$\Delta H$ aspiration (m)	0,555045872
Hsupport (m)	0,2
$\Delta H$ support (m)	0,05
$\Delta H$ rampe (m)	0,00016866
$\Delta H$ porte-rampe (m)	1,000774248
$\Delta H$ secondaires (m)	2,003174778
$\Delta H$ primaire (m)	0,264832184
Ltransp(m)	150

$\Delta H_{\text{transport}}$ (m)	1,010853467
$H_{\text{total}}$ (m)	34,88484921
$\Delta H_{\text{pièce}}$ (m)	3,488484921
$Z_{\text{min}}$ (m)	301,6
$Z_{\text{max}}$ (m)	304,6
$\Delta H_{\text{filtre}}$ (m)	6
$\Delta H_{\text{geom}}$ (m)	3
<b>HMT (m)</b>	<b>47,37333413</b>
$e_1 * e_2$	0,35
<b>P(Kw)</b>	<b>7,684631558</b>

*Détermination de la HMT du réseau goutte à goutte rives droite*

<b>Paramètres</b>	<b>Valeurs</b>
$Q_{\text{tot}}$ (m <sup>3</sup> /h)	20,439
$P_{\text{nom}}$ (m)	30
$\Delta H_{\text{aspiration}}$ (m)	0,555045872
$H_{\text{support}}$ (m)	0,2
$\Delta H_{\text{support}}$ (m)	0,05
$\Delta H_{\text{rampe}}$ (m)	0,000603819
$\Delta H_{\text{porte-rampe}}$ (m)	1,002771885
$\Delta H_{\text{secondaires}}$ (m)	2,010903019
$\Delta H_{\text{primaire}}$ (m)	0,909503038
$L_{\text{transp}}$ (m)	150
$\Delta H_{\text{transport}}$ (m)	1,038056844
$H_{\text{total}}$ (m)	35,56688448
$\Delta H_{\text{pièce}}$ (m)	3,556688448
$Z_{\text{min}}$ (m)	
$Z_{\text{max}}$ (m)	
$\Delta H_{\text{filtre}}$ (m)	6

$\Delta H_{geom}$ (m)	3
HMT (m)	48,12357292
$e_1 * e_2$	0,35
P(Kw)	7,806331008

**ASPERSION :**

*Dimensionnement rive droite aval (aspersion)*

DIMENSIONNEMENT FINAL RIVE GAUCHE	
Surface brute: A brute (ha)	10
Surface nette: A nette (ha)	9
L brute (m)	500
l brute (m)	200
L nette (m)	450
l nette (m)	200
Surface parcellaire (m*m)	75*60
Nombre de parcelle	18
L parcelle (m)	75
l parcelle (m)	60
Vitesse d'infiltration sol (mm/h)	17,8
$e_{rp}$ (m)	3
$e_{asp}$ (m)	3
<b>Choix du type d'asperseur</b>	
Catalogue de choix	Catalogue Netafim 2012
Caractéristiques de l'asperseur	$q=90$ l/h ; $\Phi$ mouillé = 6 m ; $P_{nom}=2,5$
P asp (mm)	10
<b>Vérification des conditions</b>	
<b>Paramètres</b>	
K	0,5
disposition carrée	3*3
P nom (bar)	2,5
Q asp (l/h)	90
Diamètre mouillé (m)	6
Pluviométrie aps (mm)	10
Tw max (h)	22
Dr	14,14466667
Pr	0,236335283
Db (mm)	18,85955556
Temps par poste d'arrosage Ts (h)	1,885955556
Nombre de poste d'arrosage Ns	11

Ns*Ts	20,74551111
Tour d'eau (j)	2
Nasp/rp	25
Nrp	20
Nrp,sim	0,909090909
Qrp(l/s)	0,625
Qtot(l/s)	0,568181818
q équipement (l/s/ha)	0,063131313

*Dimensionnement rive droite aval (aspersion)*

<b>DIMENSIONNEMENT FINAL RIVE DROITE</b>	
Surface brute: A brute (ha)	20
Surface nette: A nette (ha)	18
L brute (m)	1000
l brute (m)	200
L nette (m)	900
l nette (m)	200
Surface parcellaire (m*m)	75*60
Nombre de parcelle	40
L parcelle (m)	75
l parcelle (m)	60
Vitesse d'infiltration sol (mm/h)	21,73
e rp (m)	3
e asp (m)	3
Choix du type d'asperseur	
Catalogue de choix	Catalogue Netafim 2012
Caractéristiques de l'asperseur	q=90 l/h ; $\Phi$ mouillé = 6 m ; Pnom=2,5
P asp (mm)	10
Vérification des conditions	
<b>Paramètres</b>	
K	0,5
disposition carrée	3*3
P nom (bar)	2,5
Q asp (l/h)	90
Diamètre mouillé (m)	6
Pluviométrie aps (mm)	10
Tw max (h)	22
Dr	14,14466667
Pr	0,236335283
Db (mm)	18,85955556
Temps par poste d'arrosage Ts (h)	1,885955556
Nombre de poste d'arrosage Ns	11

Ns*Ts	20,74551111
Tour d'eau (j)	2
Nasp/rp	25
Nrp	20
Nrp,sim	0,909090909
Qrp(l/s)	0,625
Qtot(l/s)	0,568181818
q équipement (l/s/ha)	0,031565657

*Dimensionnement des rampes et porte rampes sur la rive gauche aval*

<b>DIMENSIONNEMENT DES RAMPES RIVES GAUCHE</b>	
P nom (m)	25
$\Delta h$ adm (m)	5
L rp (m)	75
e asp (m)	3
N asp/rp	25
Q asp (l/h)	90
Q rp (m <sup>3</sup> /h)	2,25
Vitesse limite PE (m/s)	1,7
Diam (mm)	21,64106761
Diam abaque (mm)	75
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000432422
Facteur F	0,371
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,032431635
E amont- E aval (m)	0
Perte de charge linéaire $\Delta h$ ramp (m)	0,012032137
$\Delta P$ reliquat (m)	4,987967863
<b>DIMENSIONNEMENT DES PORTE-RAMPES RIVE GAUCHE</b>	
$\Delta P$ reliquat (m)	4,987967863
Nrp /sim	1
Débit Q-porterampe (m <sup>3</sup> /h)	2,25
Vitesse limite PE (m/s)	1,7
Diam (mm)	21,64106761
Diam abaque (mm)	75
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000432284
Facteur F	0,376
L porte-ramp (m)	60
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,025937034
Perte de charge linéaire $\Delta h$ porte-ramp (m)	0,009752325
E amont- E aval (m)	-1
Variation total pression $\Delta P$ (m)	1,009752325

$\Delta P$ reliquat 1 (m)	3,978215538
---------------------------	-------------

*Dimensionnement des conduites secondaires, primaire et principal sur la rive gauche aval*

<b>DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES SECONDAIRES RIVE GAUCHE</b>	
$\Delta P$ 1 reliquat (m)	3,978215538
N porte-rampe connectés	3
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	6,75
Vitesse lim alluminum (m/s)	2
Diam (mm)	34,55801366
D abaque (mm)	160
$\Delta h$ simp (m/m)	7,57765E-05
Facteur F	0,376
Long cond secondaire (m)	250
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,018944119
Perte de charge linéaire (m)	0,007122989
E amont- E aval (m)	-2
Variation pression $\Delta P$ (m)	2,007122989
$\Delta P$ reliquat 2 (m)	1,971092549
<b>DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES PRIMAIRES RIVE GAUCHE</b>	
$\Delta P$ reliquat 2 (m)	1,971092549
N conduites secondaire connectés	6
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	40,5
Vitesse lim alluminum (m/s)	2
Diam (mm)	84,6495
Diam abaque (mm)	200
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000663515
Facteur F	0,457
Long cond primaire (m)	450
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,298581936
Perte de charge linéaire (m)	0,136451945
E amont- E aval (m)	0
Variation pression $\Delta P$ (m)	0,136451945
$\Delta P$ reliquat 3 (m)	1,834640605
<b>DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE PRINCIPALE</b>	
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	40,5
Vitesse lim alluminum (m/s)	2
Diam abaque (mm)	200
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000663515
Facteur F	0,457
Long cond principale (m)	300
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,199054624
Perte de charge linéaire (m)	0,090967963
E amont- E aval (m)	-1

Variation pression $\Delta P$ (m)	1,090967963
$\Delta P$ reliquat 3 (m)	0,743672641

*Résultat du dimensionnement des rampes et porte rampes sur la rive droite aval*

<b>DIMENSIONNEMENT DES RAMPES RIVES DROITE</b>	
P nom (m)	25
$\Delta h$ adm (m)	5
L rp (m)	75
e asp (m)	3
N asp/rp	25
Q asp (l/h)	90
Q rp (m <sup>3</sup> /h)	2,25
Vitesse limite PE (m/s)	1,7
Diam (mm)	21,64106761
Diam abaque (mm)	75
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000396933
Facteur F	0,371
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,029769987
E amont- E aval (m)	0
Perte de charge linéaire $\Delta h$ ramp (m)	0,011044665
$\Delta P$ reliquat (m)	4,988955335
<b>DIMENSIONNEMENT DES PORTE-RAMPES RIVE DROITE</b>	
$\Delta P$ reliquat (m)	4,988955335
Nrp /sim	1
Débit Q-porterampe (m <sup>3</sup> /h)	2,25
Vitesse limite PE (m/s)	1,7
Diam (mm)	21,64106761
Diam abaque (mm)	75
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000396933
Facteur F	0,376
L porte-ramp (m)	60
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,02381599
Perte de charge linéaire $\Delta h$ porte-ramp (m)	0,008954812
E amont- E aval (m)	-1
Variation pression $\Delta P$ (m)	1,008954812
$\Delta P$ reliquat 1 (m)	3,980000523

*Dimensionnement des conduites secondaires ; primaire et principale sur la rive droite aval*

<b>DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES SECONDAIRES RIVE DROITE</b>	
$\Delta P$ 1 reliquat (m)	3,980000523
N porte-rampe connectés	3
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	6,75
Vitesse lim alluminium (m/s)	2
Diam (mm)	34,55801366
D abaque (mm)	160
$\Delta h$ simp (m/m)	7,57765E-05
Facteur F	0,376
Long cond secondaire (m)	250
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,018944119
Perte de charge linéaire (m)	0,007122989
E amont- E aval (m)	-2
Variation pression $\Delta P$ (m)	2,007122989
$\Delta P$ reliquat 2 (m)	1,972877534
<b>DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES PRIMAIRES RIVE DROITE</b>	
$\Delta P$ reliquat 2 (m)	1,972877534
N conduites secondaire connectés	12
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	81
Vitesse lim alluminium (m/s)	2
Diam (mm)	119,7124709
Diam abaque (mm)	250
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000795386
Facteur F	0,457
Long cond primaire (m)	900
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,715847735
Perte de charge linéaire (m)	0,327142415
E amont- E aval (m)	0
Variation pression $\Delta P$ (m)	0,327142415
$\Delta P$ reliquat 3 (m)	1,645735119
<b>DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE PRINCIPALE</b>	
Débit Q-cond (m <sup>3</sup> /h)	81
Vitesse lim alluminium (m/s)	2
Diam abaque (mm)	280
$\Delta h$ simp (m/m)	0,000461147
Facteur F	0,457
Long cond principale (m)	500
Perte de charge linéaire $\Delta h$ simp (m)	0,230573537
Perte de charge linéaire (m)	0,105372106
E amont- E aval (m)	-1

Variation pression $\Delta P$ (m)	1,105372106
$\Delta P$ reliquat 3 (m)	0,540363012

*Détermination de la HMT du réseau d'aspersion sur la rive gauche*

<b>Rive gauche</b>	
<b>Paramètres</b>	<b>Valeurs</b>
Qtot(m <sup>3</sup> /h)	40,5
Pnom(m)	25
$\Delta H$ aspiration (m)	0,555045872
Hsupport (m)	0,2
$\Delta H$ support (m)	0,05
$\Delta H$ rampe (m)	0,012032137
$\Delta H$ porte-rampe (m)	1,009752325
$\Delta H$ secondaires (m)	2,007122989
$\Delta H$ primaire (m)	0,136451945
Ltransp(m)	300
$\Delta H$ transport (m)	1,090967963
Htotal(m)	29,86137323
$\Delta H$ pièce (m)	2,986137323
Zmin(m)	298,6
Zmax(m)	301,6
$\Delta H$ filtre (m)	6
$\Delta H$ geom (m)	3
<b>HMT (m)</b>	<b>41,84751055</b>
e1*e2	0,35
<b>P(Kw)</b>	<b>13,45098553</b>

*Détermination de la HMT du réseau d'aspersion sur la rive droite*

<b>Rive droite</b>	
<b>Paramètres</b>	<b>Valeurs</b>
Qtot(m <sup>3</sup> /h)	81

Pnom(m)	25
$\Delta H$ aspiration (m)	0,555045872
Hsupport (m)	0,2
$\Delta H$ support (m)	0,05
$\Delta H$ rampe (m)	0,011044665
$\Delta H$ porte-rampe (m)	1,008954812
$\Delta H$ secondaires (m)	2,007122989
$\Delta H$ primaire (m)	0,327142415
Ltransp(m)	500
$\Delta H$ transport (m)	1,105372106
Htotal(m)	30,06468286
$\Delta H$ pièce (m)	3,006468286
Zmin(m)	297,6
Zmax(m)	301,6
$\Delta H$ filtre (m)	6
$\Delta H$ geom (m)	4
HMT (m)	43,07115115
e1*e2	0,35
P(Kw)	27,68859716

## Annexe X : REPARTITION PARCELLAIRE DE L'AMENAGEMENT

$$A_{nette} = 90\% * A_{brute}(ha)$$

Avec :  $A_{brute}$  : superficie brute du périmètre

$A_{nette}$  : superficie nette du périmètre

$$nL = L_{nette, perim} / L_p$$

$$nl = l_{nette, perim} / l_p$$

$$N = nL * nl$$

Avec :

$nL$  = nombre de parcelle dans le sens de la longueur du périmètre

$nl$  = nombre de parcelles dans le sens de la largeur du périmètre

$N$  = nombre total de parcelles = nombre d. agriculteurs

$L_p$  = longueur de la parcelle

$L_{nette, perim}$  = longueur nette du périmètre

### *Répartition parcellaire*

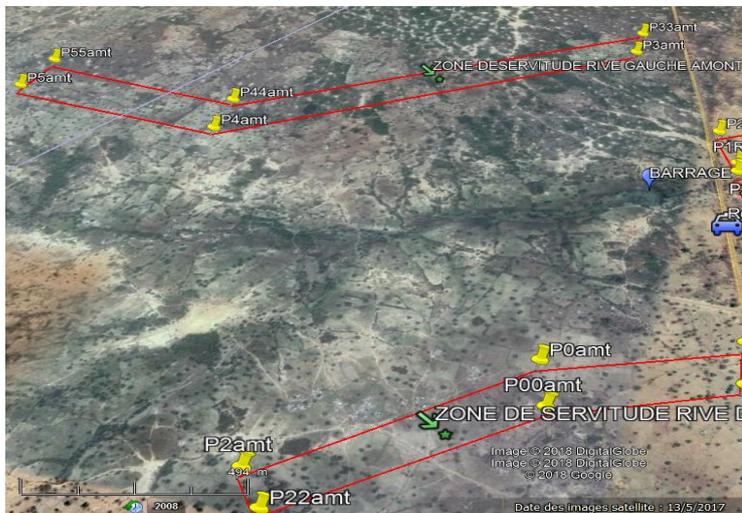
	Aspersion	Goute à Goute
Abrute(ha)	30	50
Anette(ha)	27	45
Nparc	54	72
$L_p$	75	100
$l_p$	60	75
$nL$	5	5
$nl$	9	9
$eL$	4	4
$el$	2,5	2,5

Le volume d'eau disponible pour la saison sèche après les pertes (évaporation, infiltration) ainsi que les prélèvements pastoraux et humains nous permettent par itération d'envisager l'aménagement de 80ha brutes sur les deux rives aval du barrage ainsi qu'à son amont.

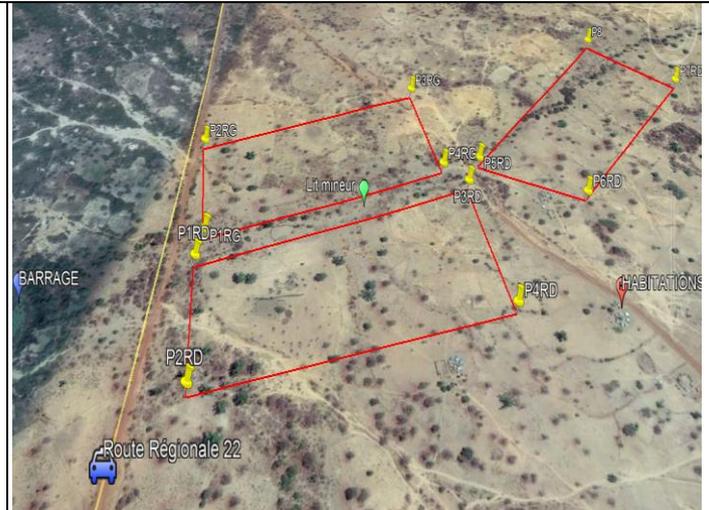
L'aménagement en amont concernera la zone de servitude du barrage, l'irrigation localisée y sera employée. Il s'étendra sur une superficie brute de 50 ha dont 25ha brute en rive amont gauche et 25ha brute en rive amont droite.

La superficie nette sera 90% de la superficie brute soit 22,5 ha nette (1250X200) m<sup>2</sup> pour chaque rive représentant 36 parcelles rectangulaires (100X60) m<sup>2</sup> espacées de 4m sur la longueur et 3m sur la largeur.

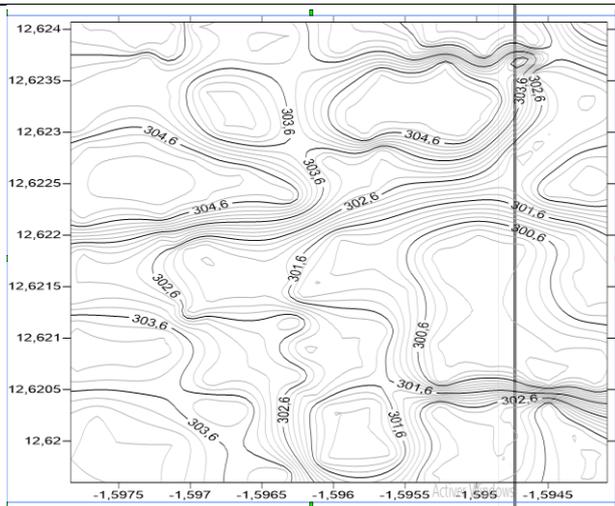
L'aménagement en aval emploiera l'irrigation par aspersion, elle concernera 10ha (500X200) m<sup>2</sup> brute sur la rive gauche soit une superficie nette de 9ha (450X200) m<sup>2</sup> et 20 ha (1000X200) m<sup>2</sup> brute sur la rive droite soit une superficie nette à aménager de 18 ha (900X200) m<sup>2</sup>. Il y aura donc sur la rive gauche aval 18 parcelles rectangulaires de 75\*60 m<sup>2</sup> dont 6 espacées de 4 m sur la longueur et 3 espacée de 3 m sur la largeur. Sur la rive droite on aura 36 parcelles rectangulaires de 75\*60 m<sup>2</sup> 12 espacé de 4m sur la longueur et 3 espacés de 3 m sur la largeur



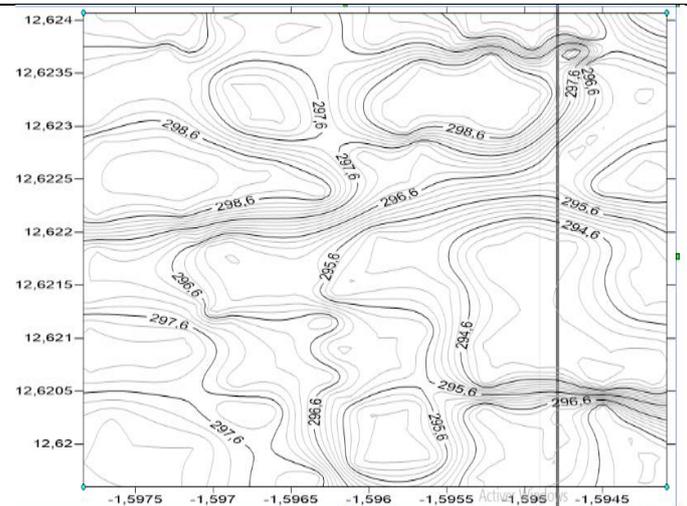
Zone Amont à aménager



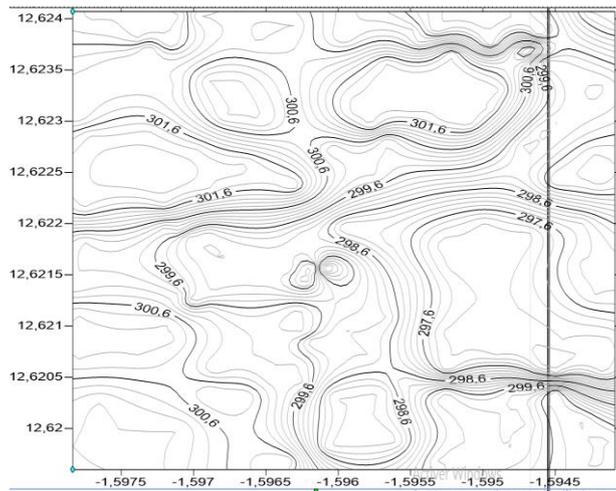
Zone aval à aménager



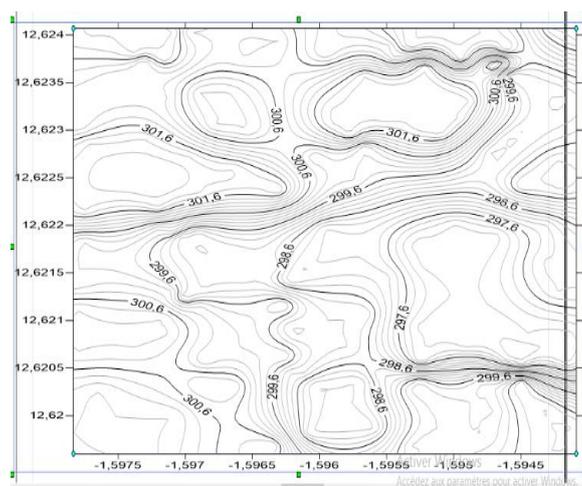
Topographie de la rive gauche amont



Topographie de la rive droite amont



Topographie de rive gauche aval



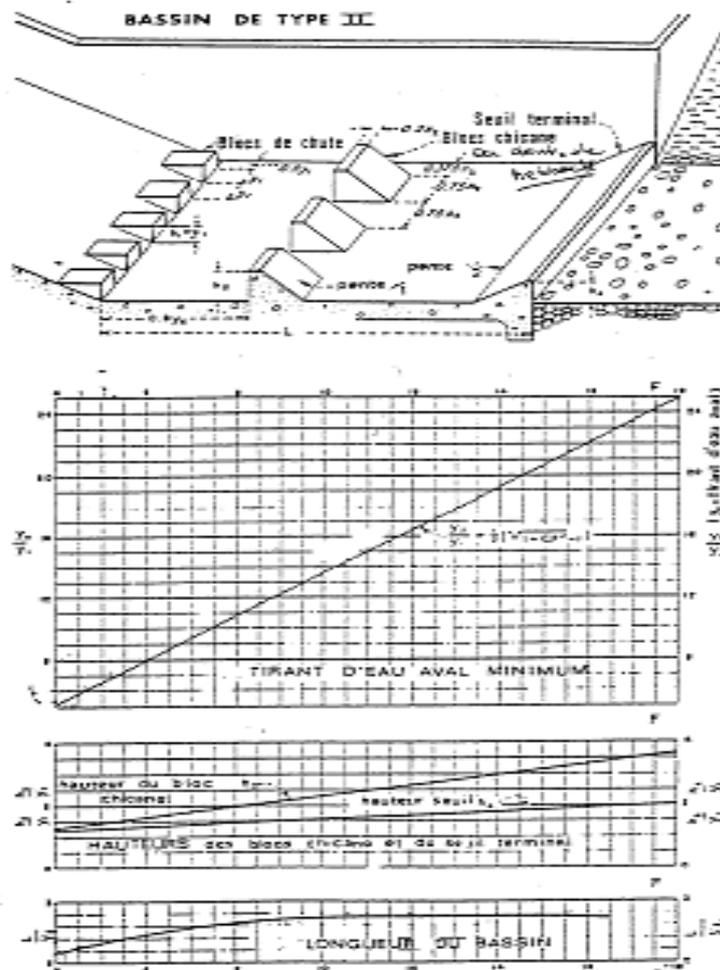
Topographie de rive droite aval

## Annexe XI : LES ABAQUES

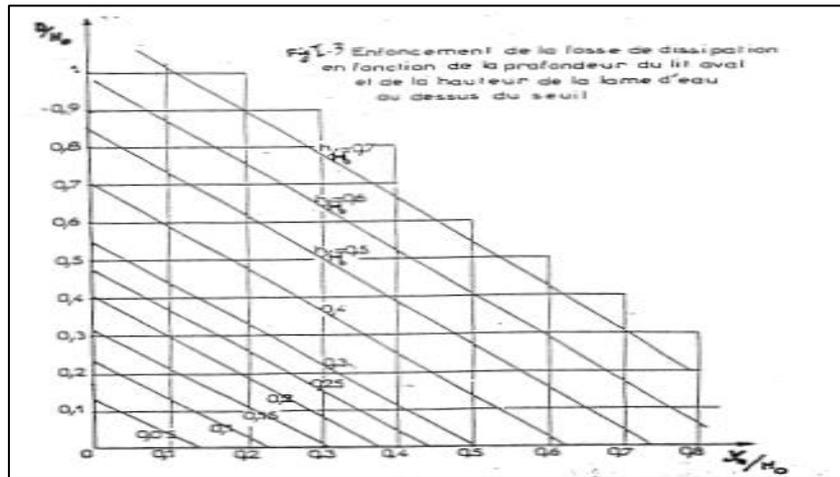
Valeurs forfaitaires de dimensionnement des pentes de talus de digues

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

### Caractéristiques du bassin de dissipation



**Abaque de détermination de la profondeur du bassin de dissipation**



**Coefficients de la formule de Colebrook**

Matériaux	a	N	M
Mortier de ciment centrifugé	$1.049 \cdot 10^{-3}$	1.88	4.93
Métal neuf	$1.100 \cdot 10^{-3}$	1.89	5.01
Béton centrifugé	$1.160 \cdot 10^{-3}$	1.93	5.11
Fonte acier revêtement ciment	$1.400 \cdot 10^{-3}$	1.96	5.19
Fonte acier non revêtu neuf	$1.601 \cdot 10^{-3}$	1.975	5.25
Fonte acier non revêtu ancien	$1.863 \cdot 10^{-3}$	2	5.33
PVC	$1.101 \cdot 10^{-3}$	1.84	4.88
PVC diamètre D tel que $50 \leq D \leq 200$ mm	$0.916 \cdot 10^{-3}$	1.78	4.78
PVC diamètre D tel que $250 \leq D \leq 1000$ mm	$0.971 \cdot 10^{-3}$	1.81	4.81

Source : Deboissezen, 1985

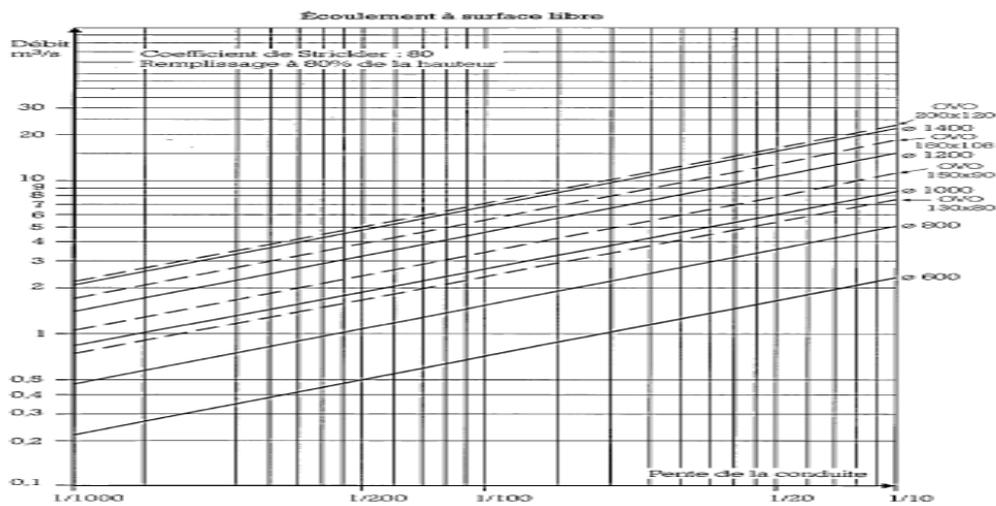


Figure 2.38 : Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement à surface libre [4].

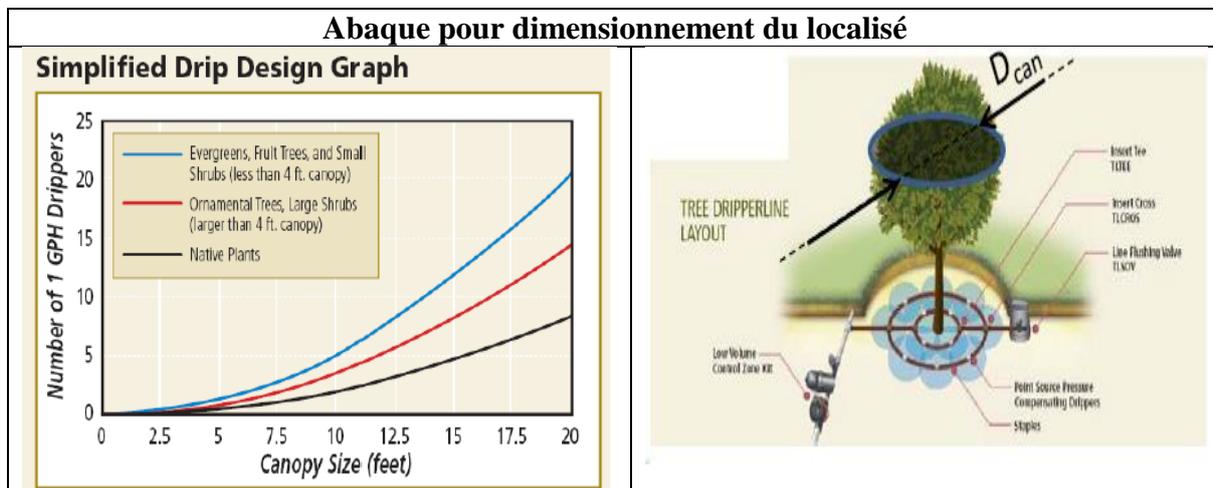
*Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement à surface libre*

Pente du talus	Valeurs de C pour différents poids spécifiques		
	$\gamma_s = 2,50$	$\gamma_s = 2,65$	$\gamma_s = 2,80$
1/12	0,024	0,022	0,020
1/4	0,027	0,024	0,023
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Valeur du coefficient C selon les pentes des talus

Epaisseur de la couche d'enrochement selon la hauteur des vagues

Hauteur des vagues [m]	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement [m]	D <sub>50</sub> minimum [m]
0 à 0,30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55



## Annexe XII : Résultats prédétermination des crues

### Orstom :

Méthode ORSTOM	
coefficient de ruissèlement décennal Kr10	0,23
Temps de base Tb10 (min)	820,4
Débit moyen Qm10 (m <sup>3</sup> /s)	16,7
Coefficient de pointe décennal Alpha	2,6
Débit maximum ruisselé Qr10 (m <sup>3</sup> /s)	43,4
<b>Débit de pointe décennal Q10 (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>45,6</b>
Débit dû à l'écoulement retardé Qret10 (m <sup>3</sup> /s)	2,169435614
Volume ruisselé de la crue décennale Vr10 (m <sup>3</sup> )	821492,8
Volume de la crue décennale Vc10 (m <sup>3</sup> )	928286,8
Temps de montée Tm10 (min)	253,9

### CIEH :

Méthode CIEH	
N° de l'Equation	Q10 (m3/s)
10	27,3
12	62,41
40	44,04
42	55,7
<b>Maximum</b>	<b>62,4</b>

# CHAPITRE 2 : NOTES DE CALCUL

## A. ETUDES DE BASE

### 1. Variation de la pluviométrie annuelle

L'indice de pluie est calculé suivant la formule ci-après :

$$Ip = \frac{Pi - \bar{P}}{\sigma}$$

Avec :

$Ip$  : Indice de pluie annuelle ;

$Pi$  : Hauteur de pluie annuelle ;

$\bar{P}$  : Moyenne des Hauteur de pluie annuelle ;

$\sigma$  : Écart type des hauteurs de pluies annuelles ;

$Ip < 0$  : Année sèche ;

$Ip > 0$  : Année humide ;

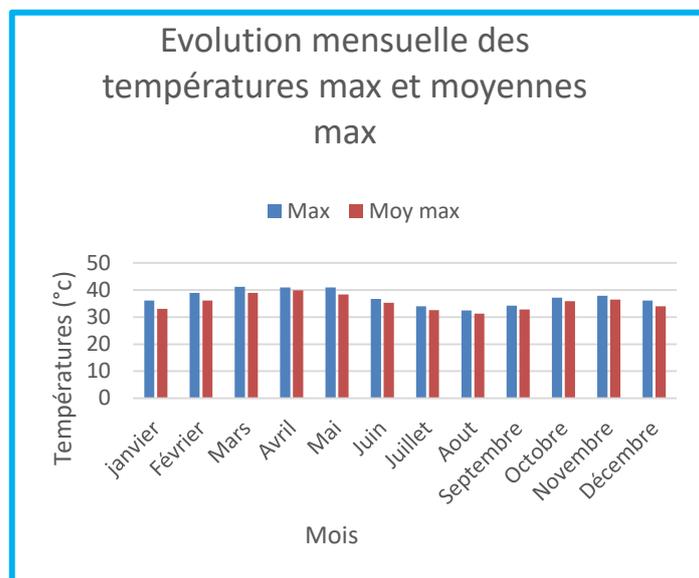
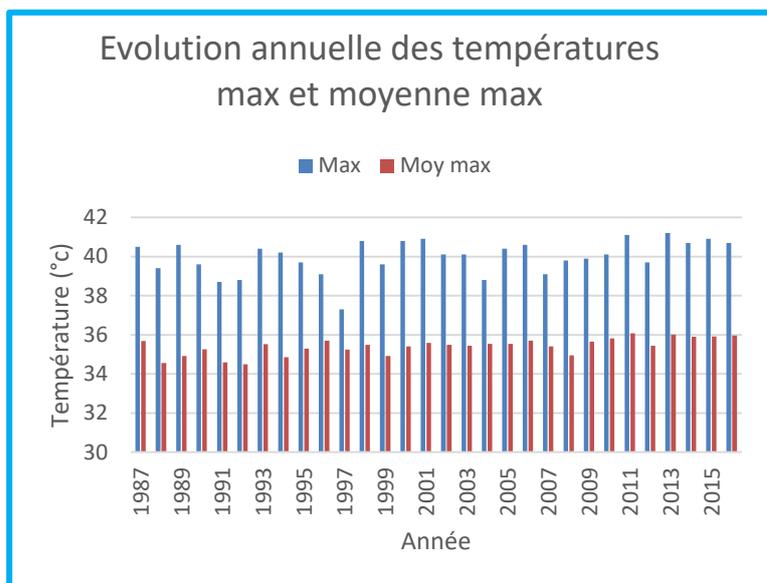
$Ip = 0$  : Année normale.

#### a. Températures journalières extrêmes (minimale et maximale)

Les températures journalières maximales du bassin varient de 37.3 à 41.2 °C pendant la période 1986-2016. La température journalière maximale moyenne est de 39.9 °C. Les mois de chaleur intense sont respectivement février, avril, mars, et mai. L'exploitation agricole pendant ces mois de l'année va nécessiter une quantité d'eau importante pour satisfaire

les besoins des cultures et de plus les pertes (évaporation) en eau seront élevées. Le pastoralisme sera également à la pointe de sa demande en eau pendant cette période de vague de chaleur. Pendant cette période la transhumance est forte car la plupart des petites retenues temporaires ont quasiment tari.

Les températures journalières minimales du bassin varient de 18.1 à 14.3 °C et la moyenne



minimale est de 16,48 °C.

Les mois de fraîcheur intense sont décembre et janvier. Ces périodes sont favorables pour une exploitation agricole intense car les pertes en eau sont minimisées et les demandes en eau sont assez faibles.

Température .max et max. moy annuel

Température max et moy max mensuel

## 2. Caractéristiques morphométriques du bassin de Goupana

Le bassin versant s'étend sur une superficie de 48,09 km<sup>2</sup> ; il est classé parmi les petits bassins de superficie comprise entre 10 à 200 km<sup>2</sup>. Le bassin présente une forme large avec un indice de compacité de Graveluis (KG) de 1.53. Cette forme génère des fortes crues car le temps de concentration des eaux à l'exutoire est faible. L'indice de pente corrigé nous a donné une valeur de 2,1 Km/m. Nous avons adopté un indice de pente de 4 m/km pour notre bassin pour pouvoir remplir les conditions de pente utilisées dans le bulletin de la FAO pour la prédétermination de la crue.

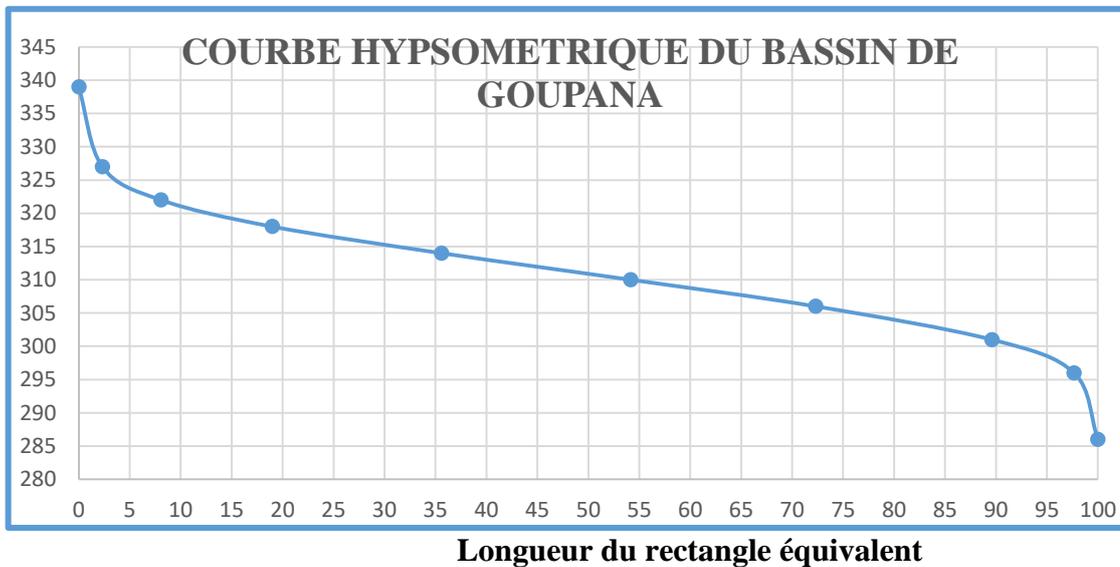
Nous avons déterminé les caractéristiques morphométriques du bassin versant de Goupana à l'aide des logiciels tels que Global Mapper et Arc Gis, en suivant une procédure de traitement d'image (SAIDI Mohamed El Mehdi, 2013).

**La superficie du Bassin Versant**

$$S_{BV}(km^2) = 48,09.$$

**Le périmètre du Bassin Versant**

$$P_{BV}(km) = 38,34,94.$$



$$L_{rect}(km) = 11,27$$

**a. Courbe hypsométrique**

C'est la répartition de la superficie du bassin en fonction de l'altitude. Elle fournit une vue synthétique, de la pente du bassin, donc du relief.

*Courbe hypsométrique*

	Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	
	ET0(mm/j)	5,44	5,74	5,8	5,5	6,46	7,51	7,41	7,06	5,82	
	Pluie (mm)	39	1	0	0	2	4	21	80	108	
	Pe (mm/mois)	36,6	1	0	0	2	4	20,3	69,8	95,7	
	Pe (mm/j)	1,22	0,03	0,00	0,00	0,07	0,13	0,68	2,33	3,19	
	Kc ég	0,58	0,75	1,05	0,85	0,58	0,75	1,05	0,85		
Oignon	ETM (mm/j)	3,17	4,31	6,09	4,68	3,76833333	5,6325	7,7805	6,001		
	BMP(ETM - Pe)	1,95	4,27	6,09	4,68	3,70	5,50	7,10	3,67		
	Besoin brut (mm)	58,60	128,15	182,70	140,25	111,05	164,98	213,12	110,23		
	Besoins brut (m3/ha)	586,00	1281,50	1827,00	1402,50	1110,50	1649,75	2131,15	1102,30		
	Besoins brut (m3)	17 580	38 445	54 810	42 075	33 315	49 493	63 935	33 069		
	Kc ég	0,45	0,675	1,05	0,9	0,45	0,675	1,05	0,9		
Chou	ETM (mm/j)	2,45	3,87	6,09	4,95	2,907	5,06925	7,7805	6,354		
	BMP(ETM - Pe)	1,23	3,84	6,09	4,95	2,84	4,94	7,10	4,03		
	Besoin brut (mm)	36,84	115,24	182,70	148,50	85,21	148,08	213,12	120,82		
	Besoins brut (m3/ha)	368,40	1152,35	1827,00	1485,00	852,10	1480,78	2131,15	1208,20		
	Besoins brut (m3)	11 052	34 571	54 810	44 550	25 563	44 423	63 935	36 246		
	Kc ég	0,45	0,65	1,01666667	0,91666667	0,45	0,65	1,01666667	0,92		
Piment	ETM (mm/j)	2,45	3,73	5,90	5,04	2,91	4,88	7,53	6,47		
	BMP(ETM - Pe)	1,23	3,70	5,90	5,04	2,84	4,75	6,86	4,15		
	Besoin brut (mm)	36,84	110,93	176,90	151,25	85,21	142,45	205,71	124,35		
	Besoins brut (m3/ha)	368,40	1109,30	1769,00	1512,50	852,10	1424,45	2057,05	1243,50		
	Besoins brut (m3)	11 052	33 279	53 070	45 375	25 563	42 734	61 712	37 305		
	Kc ég	0,35	0,59	1,044625	0,65	0,35	0,59	1,044625	0,65		
Tomate	ETM (mm/j)	1,904	3,3866	6,058825	3,575	2,261	4,4309	7,74067125	4,589		
	BMP(ETM - Pe)	0,68	3,35	6,06	3,58	2,19	4,30	7,06	2,26		
	Besoin brut (mm)	20,52	100,598	181,76475	107,25	65,83	128,927	211,920138	67,87		
	Besoins brut (m3/ha)	205,2	1005,98	1817,6475	1072,5	658,3	1289,27	2119,20138	678,7		
	Besoins brut (m3)	6156	30179,4	54529,425	32175	19749	38678,1	63576,0413	20361		
Total besoin (m3)		17 580	38 445	54 810	45 375	33 315	49 493	63 935	37 305		
Besoin en consommation agricole (m <sup>3</sup> )		219240				255738					474978

	Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
	ET0(mm/j)	5,29	5,38	5,22	5,77	6,38	7,12	7,38	6,88
	Pluie (mm)	39	1	0	0	2	4	21	80
	Pe (mm/mois)	36,6	1	0	0	2	4	20,3	69,8
	Pe (mm/j)	1,22	0,03	0,00	0,00	0,07	0,13	0,68	2,33
	Kc ég	0,7	0,7	0,675	0,65	0,7	0,7	0,7	0,7
	Kr	0,83666	0,83666003	0,83666003	0,83666003	0,83666003	0,83666003	0,83666003	0,83666003
Citron	ETM loc(mm/j)	3,098152	3,15086166	2,9479716	3,13789343	3,73652368	4,16991357	4,3221857	4,02935469
	BMP(ETM loc - Pe)	1,88	3,12	2,95	3,14	3,67	4,04	3,65	1,70
	Besoin brut (mm)	56,34456	93,5258498	88,4391481	94,1368029	110,09571	121,097407	109,365571	51,0806406
	Besoins brut (m3/ha)	563,4456	935,258498	884,391481	941,368029	1100,9571	1210,97407	1093,65571	510,806406
	Besoins brut (m3)	28172,28	46762,9249	44219,5741	47068,4014	55047,8552	60548,7036	54682,7855	25540,3203
Total besoin (m3)		28172,28	46762,9249	44219,5741	47068,4014	55047,8552	60548,7036	54682,7855	25540,3203
Besoin en consommation agricole (m3)									362042,846

### 3. Etude la retenue d'eau

#### a. Évaluation des besoins en eau

##### i. Besoins agricoles

*Calcul des besoins en eau agricole*

##### ii. Besoins pastoraux

L'élevage constitue le deuxième secteur primaire après l'agriculture au Burkina Faso. Il constitue une source économique de poids. Les besoins en eau pastoraux sont calculés en tenant compte des effectifs de cheptel en présence permanente dans les villages qui entourent la retenue de Goupana et des différents mouvements de transhumances (départs et arrivés du cheptel dans la zone).

Les besoins en eau pastoraux journaliers s'élèvent à 44 m<sup>3</sup> et les besoins totaux pendant la saison sèche (octobre-mai) sont de s'élèvent à 10 471.28 m<sup>3</sup> en 2020 comme le montre les tableaux ci-dessous.

*Situation du pastoral et son besoin en eau en journalier*

	<b>Bovins</b>	<b>Ovins</b>	<b>Caprins</b>	<b>total</b>
<b>Effectifs 2012</b>	1310	1202	1796	4310
<b>Départs transhumances</b>	312	222	436	
<b>Arrivées transhumances</b>	312	222	194	
<b>Effectifs totaux 2012</b>	1310	1202	1555	4067
<b>Taux de croissance</b>	0.02	0.03	0.03	
<b>Effectifs 2025</b>	2192,2	2592	3353,5	8137,9
<b>Effectifs 2048</b>	2420,3	3005,1	3887,6	9313,1
<b>Coefficient conversion en UBT</b>	0,8	0,12	0,1	
<b>Effectifs 2025</b>	1753,76	311,04	335,35	2400,15
<b>Effectifs 2048</b>	<b>1936,3</b>	<b>360,6</b>	<b>388,8</b>	<b>2685,6</b>
<b>Besoins en eau 2025 (m3/j)</b>	47,4	4,2	3,4	55,11
<b>Besoins en eau 2048 (m3/j)</b>	<b>61,4</b>	<b>6,2</b>	<b>5,03</b>	<b>72,6</b>

*Unité de bétail : dans cette étude, nous considérons comme unité de bétail, un animal ayant un poids de 250 kg environ*

<b>BESOIN PASTORAL</b>								
<b>Période</b>	<b>oct.</b>	<b>nov.</b>	<b>Déc.</b>	<b>jan</b>	<b>fév.</b>	<b>mars</b>	<b>avril</b>	<b>mai</b>
<b>Besoin pastoral 2025 (m3)</b>	2178	2178	2178	2178	2178	2178	2178	2178

**iii. *Besoins pour la consommation humaine***

Des études ont montré que dans les petits centres urbains 20 à 30% des ménages satisfont une partie assez importante (lessive entre autres) de leurs besoins par le recours aux puits traditionnels ou aux cours d'eau.

Nous considérons donc que 30% des habitants de villages autour du barrage consommeront 15 l /jour/habitant pour des usages divers autres que l'alimentation (car le taux d'accès à l'eau potable est élevé environ 80% en 2018), l'agriculture et le pastoralisme.

	Goupana	Gaskaye
Population en 2006	1827	640
Population projetée 2018	2857	1001
Population projetée 2048	8019,9	2809,4
<b>Totaux 2048</b>		<b>10829,4</b>
Population consommatrice (30%)		<b>3248</b>
Consommation journalière (m <sup>3</sup> /jour)		<b>48,72</b>
	Goupana	Gaskaye
Population en 2006	1827	640
Population projetée 2018	2857	1001
Population projetée 2048	8019,9	2809,4
<b>Totaux 2048</b>		<b>10829,4</b>
Population consommatrice (30%)		<b>3248</b>
Consommation journalière (m <sup>3</sup> /jour)		<b>48,72</b>

<b>BESOINS HUMAINS</b>								
<b>Période</b>	<b>oct.</b>	<b>nov.</b>	<b>Déc.</b>	<b>jan</b>	<b>fév.</b>	<b>mars</b>	<b>avril</b>	<b>mai</b>
<b>Besoin humain 2048 (m3)</b>	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6	1461,6

*Estimation de la population autour du barrage*

## **b. Estimation des pertes**

### ***i. Evaporation***

Selon POUYAUD (1985) l'évaporation obtenue à partir du BAC A doit être corrigée par la formule suivante :

$$E_{ret} = 1.664E_{bac}^{0.602}$$

$E_{ret}$  : Évaporation (mm/j)

$E_{bacA}$  : Évaporation BAC A (mm/j)

## ii. Dépôts solides

Les pertes par sédimentations sont estimées par plusieurs formules empiriques dont :

### FORMULE DE KARAMBIRI :

Avec :

H : paramètre anthropique, pris ceci égale à 0,55 (bassin versant comportant des petites villes et des villages moyens) ; R : paramètre morphologique, pris égale à 0.55 (relief moyen)

P : la pluviométrie moyenne annuelle (mm) ; S : la superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

D : la dégradation spécifique annuelle (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an) ; V<sub>s</sub> : Volume de dépôts solides (m<sup>3</sup>/an)

n : la durée de vie de l'ouvrage

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Apports solides (Formule de Karambiri)

Apports solides (Formule de Karambiri)							
S (km2)	P (mm)	h	r	D (m3/km2/an)	Vs (m3/an)	V retenues (m3)	n (ans)
48,09	653	0,55	0,55	205,95	<b>9904,1</b>	297 123	<b>30</b>

- **Formule de GRESILLON :**

$$D(m^3/km^2/an) = 700 \times \left( \frac{P_{an}(mm)}{500} \right)^{-2,2} \times S_{BV}(km^2)^{-0,1}$$

$$V_s = D * S * n$$

Formule des apports GRESILLON

Apports solides (Formule de Gresillon)					
S (km2)	P (mm)	D (m3/km2/an)	Vs (m3/an)	V retenues (m3)	n (ans)
48,09	653	264,13	12 702	381 060	<b>30</b>

## 4. Présentation du bassin versant

## a. Détermination des caractéristiques physiques

- **Surface du bassin versant**

Le bassin versant a une superficie de 48,09.70 km<sup>2</sup>. Ce bassin est classé parmi les petits bassins ( $10 \leq S (km^2) \leq 200$ ).

- **Périmètre du bassin versant** : le périmètre du bassin est de 38,65 km.

- **La forme du bassin versant**

Le Coefficient de compacité de GRAVELIUS du bassin est calculé suivant la formule suivante :

$$KG = \frac{0.28 * P}{\sqrt{S}} = \frac{0.28 * 38,65}{\sqrt{48.09}} = 1,57$$

On a un  $KG \gg 1$  alors on peut conclure que le bassin est allongé donc favorise les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants.

- **Le relief : courbe hypsométrique**

L'exploitation de la courbe hypsométrique ci-dessous donne les altitudes  $H_{5\%} = 323.80$  m et  $H_{95\%} = 298.50$  m.

- **Les altitudes caractéristiques**

La pente moyenne du bassin est donnée comme suit :  $I_{moy} = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}} = 5.87$  m/km

L'Indice global de pente est calculé comme suit  $I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} = 2,2$  m/km

La pente transversale moyenne du bassin  $I_t = 3.7$  m/km

L'indice global de pente corrigé :  $I_{gcor} = \frac{(n-1) * I_g + I_t}{n} = 1.8$  m/km = 4 m/km . On retiendra un indice de pente de 3 m/km pour la suite des travaux afin d'être conforme avec les données de base de la FAO.

Le rectangle équivalent est calculé comme suit  $L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4} = 11.36$  m

La dénivelée spécifique est calculée comme suit  $Ds = I_g * \sqrt{S} = 15,46$  m < 50 m donc le relief du bassin est faible.

La densité de drainage est calculée comme suit  $Dd = \frac{\sum Li}{S} = 2.16$  km<sup>-1</sup>

**Infiltrabilité des sols** : on a un sol de classe RI (relativement imperméable) car on rencontre des sols argilo-sableux bigaré et du matériau gravillonnaire. Aussi le bassin a une couverture végétale qui favorise l'infiltration. De même le bassin fait face à l'anthropisation (champs, coupe du bois, infrastructures) qui le rend imperméable.

## 5. Prédétermination de la crue par les méthodes ORSTOM et CIEH

### a. Pluviométrie décennale journalière et annuelle

La Précipitation journalière décennale P10 est égale 93,8 mm à l'issue de l'ajustement de Gumbel.

La pluviométrie moyenne dans le bassin est donnée par  $Pm10 = A * P10 = 0.7 * 93.8 = 72,7mm$ .

Le coefficient d'abattement

$$A = 1 - \frac{(161 - 0.042 * Pan)}{1000} * \log S = 1 - \frac{161 - 0.042 * 745.55}{1000} \log 190.7 = 0,77$$

La pluviométrie annuelle calculée à partir de la série 1986-2016 est de 653mm (en zone sahélienne).

### b. Méthode ORSTOM

Le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation  $Qr10 = A * P_{10} * Kr_{10} * \alpha_{10} * S/Tb_{10}$

- **Coefficient de ruissèlement décennal**

Le coefficient de ruissèlement décennal Kr10 est déterminé par extrapolation linéaire de Kr70 et Kr100.

La formule de calcul de Kr70 et Kr100 est donnée par  $Kr70 \text{ ou } Kr100 = \frac{a}{(S+b)} + c$

*Coefficient de ruissèlement de pluie 70 mm et 100 mm*

	Coefficients		
	a	b	c
<b>Kr70</b>	164	17	10.5
<b>Kr100</b>	250	20	12

Les calculs effectués permettent d'avoir :

$$Kr_{70} = \frac{164}{(48.09 + 17)} + 10.5 = 11,29 \% \text{ et } Kr_{100} = \frac{250}{48.09 + 20} + 12 = 11,70 \%$$

$$Kr_{10} = \frac{11.29 + \frac{70 - 85.7}{85.7 - 100} * 11.7}{1 + \frac{70 - 85.7}{85.7 - 100}} = 23.12\%$$

- **Le temps de base** est donné par :

$$Tb_{10} = 250 * S^{0.35} + 300 = 250 * 48,09^{0.35} + 300 = 816,365 \text{ minutes}$$

- **Débit moyen de la crue**

Le débit moyen de la crue  $Q_{m10}$  est donné par l'expression:

$$Q_{m10} = 16.7 * P_{m10} * Kr_{10} * \frac{S}{T_{b10}} = 16.7 * 72.7 * 0.1151 * \frac{48.09}{816,365} = 16,55 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Coefficient de pointe décennal  $\alpha_{10}$**

Le coefficient de pointe, rapport du débit maximum ruisselé au débit moyen, est défini par la

relation :  $\alpha_{10} = \frac{Q_{r10}}{Q_{mr10}} = 2.6$

- **Débit maximum ruisselé  $Q_{r10}$**

$$Q_{r10} = \alpha_{10} * Q_{mr10} = 2.6 * 11.82 = 43,041 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Débit de pointe décennal  $Q_{10}$**

Le débit de pointe ou débit maximal total  $Q_{10}$  comprend le débit maximal de ruissellement et le débit dû à l'écoulement retardé

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

Ou  $Q_{10} = 1.05 * Q_{r10} = 1.05 * 43.04 = 45,1 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Le débit dû à l'écoulement retardé  $Q_{ret10}$**

$$Q_{ret10} = Q_{10} - Q_{r10} = 45,1 - 43,041 = 2,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Volume de la crue décennale  $V_{c10}$**

Le calcul du volume total de la crue nécessiterait de connaître avec suffisamment de précision l'écoulement retardé et l'écoulement de base. Toutefois, dans la détermination des

caractéristiques des ouvrages hydrauliques, il importe essentiellement d'estimer le volume écoulé  $V_{C10}$  durant le temps de base de la crue.

$$V_{C10} = V_{r10} + Q_{ret10} * T_{b10} = 810876,705 + 2.15 * 816.360 * 60$$

$$V_{C10} = 916290,67m^3$$

- **Temps de montée Tm10**

La connaissance du temps de montée Tm10 n'est pas nécessaire à la détermination du débit de pointe Qr10 ; Elle permet simplement de préciser, si besoin est, la forme de l'hydrogramme de crue. Dans la zone tropicale sèche, en toute première approximation et en l'absence de particularités physiographiques, on peut considérer que le temps de montée représente le tiers du temps de base.  $T_{m10} = 100 * S^{0.35} + 75 = 100 * 48.09^{0.35} + 75 = 252,58 \text{ minute}$

- **Schématisation de l'hydrogramme de crue décennale selon GRESILLON, HERTER et LAHAYE**

Le débit de changement de pente est donné par la relation suivante :

$$Q = \frac{2 * Q_{max10}}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}}$$

*caractéristique de l'hydrogramme (Q10-ORSTOM)*

Temps	T (mn)	Q10 (m <sup>3</sup> /s)
Ti10	0	0
Tm10	252.58	451
Tb10	816,36	0

### c. Méthode CIEH

En 1983, Puech et Chabi-Gonni ont proposé une méthode statistique, connue depuis sous le nom de méthode CIEH et basée sur 162 bassins versants dont l'origine vient essentiellement du recueil de Dubreuil (1972) sur les bassins expérimentaux.

La formule du débit de pointe décennal est donné par :

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

Les coefficients disponibles pour le Burkina Faso sont inscrits dans le tableau ci-après :

*Paramètres de la méthode CIEH*

Paramètres	a	S	Ig	Kr10	Débit
coefficient	0.254	0.462	0.101	0.976	43,68
	0,095	0,643	0,406	1,038	61,69
	0,0912	0,643	0,399	1,019	55,092

$$Q_{10} = 0.254 * 1950^{0.462} * 3^{0.101} * 16.97^{0.976} = 43,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Schématisation de l'hydrogramme de crue décennale selon GRESILLON, HERTER et LAHAYE**

Le débit de changement de pente est donné par la relation

$$Q = \frac{2 * Q_{max10}}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}}$$

*caractéristique de l'hydrogramme (Q10-CIEH)*

Temps	T (min)	Q10 (m <sup>3</sup> /s)
<b>Ti10</b>	0	0
<b>Tm10</b>	252.58	43,68
<b>Tb10</b>	816,36	0

### **d. Détermination de la crue centennale**

La méthode qui conduit aux estimations les plus fortes (sécurité maximale) en Afrique de l'Ouest et du centre est la méthode dite du GRADEX (Grésillon et al, 1977), utilisée pour calculer le coefficient C de passage à la crue centennale dans toute la sous-région. Le principe sur lequel se fonde la méthode consiste à supposer qu'au-delà d'une certaine période de retour, tout ce qui tombe ruisselle. La période de 10 ans, correspondant à la précipitation ayant engendré la crue décennale, est utilisée comme seuil. Ceci revient à dire que le volume ruisselé d'une crue de fréquence plus rare que la crue décennale peut être obtenue par la sommation des deux termes suivants :

La relation est donnée par  $Q_{100} = C * Q_{10}$

Le coefficient majorateur :

$$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{p_{10}} * \left(\frac{Tb}{24}\right)^{0.12} * \frac{1}{Kr_{10}} = 1 + \frac{115 - 85.7}{85.7} * \left(\frac{1870.60}{24 * 60}\right)^{0.12} \frac{1}{0.1151} = 4,37$$

Les débits de crue de période de retour 100 ans sont donnés dans le tableau ci-après.

*Crue de période de retour 100 ans*

Méthode	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)
CIEH	55.1	243,5
ORSTOM	43.68	131.25

## **B. ETUDE DE BARRAGE EN TERRE HOMOGENE**

Le barrage en terre (J.M. DURAND, 1996), est essentiellement constitué de :

❖ *Un corps de remblais* (voir en annexe) :

Il est réalisé en terre compactée avec une section trapézoïdale, les pentes de talus étant faibles (2 à 3 H pour 1V).

Le remblai est homogène, c'est-à-dire avec un même sol. Il a un dispositif de drainage interne (drain vertical ou drain tapis à l'aval). On y réalise également une tranchée d'ancrage pour assurer à la fois une meilleure stabilité au glissement de l'ouvrage et une bonne étanchéité des fondations.

On protège également les parements amont et aval. A l'amont on dispose en général un perré ou rip-rap. A l'aval, on peut disposer de l'enrobement ou du grave compacté ;

❖ *Un évacuateur de crue* (voir annexe) :

Il permet d'éviter la submersion du barrage au passage d'une forte crue qui peut entraîner la rupture du remblai.

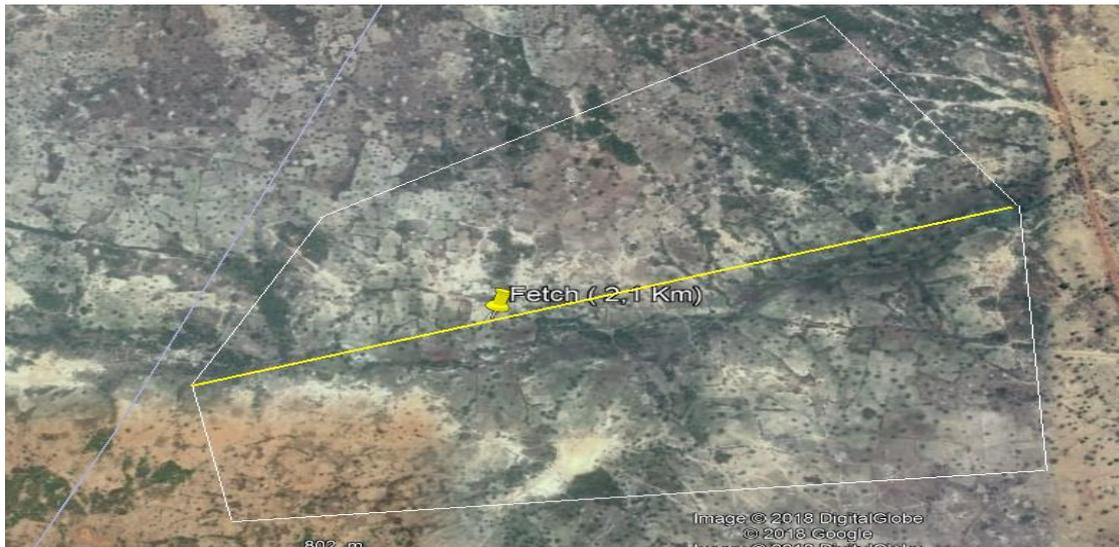
C'est un ouvrage destiné à évacuer l'excédent d'eau dû à une crue exceptionnelle.

Il est constitué d'un seuil déversant latéral ou frontal (au-dessus duquel la lame d'eau peut s'écouler), suivi d'un coursier (permet que l'eau rattrape la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval) aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie;

❖ *Une cuvette* (voir Fig. n°1) :

Elle permet de stocker le volume d'eau dont on a besoin qui est amenée en amont ou en aval par un ouvrage de prise ou de restitution.

### **1. Dimensionnement de la digue**



### a. Etude de la section de la digue

L'évaluation de la géométrie de la digue passe par le calcul de la hauteur des vagues à l'approche du talus amont de la digue. Le fetch,  $f(\text{km})$  correspond à la longueur de la retenue. Nous pouvons donc le mesurer dans la figure 20 ci-dessous :

$$f(\text{km})=2,10$$

#### i. Formule de MOLITOR

##### ❖ La hauteur des vagues

Pour  $f < 18 \text{ km}$ , on a ;

$$h(m) = 0,75 + 0,34 \times \sqrt{f(\text{km})} - 0,36 \times \sqrt[4]{f(\text{km})}$$

##### ❖ La vitesse de propagation des vagues

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$V\left(\frac{m}{s}\right) = \frac{3}{s} + \frac{2}{s} \times h(m)$$

*s Détermination de fetch*

##### ❖ La revanche

La revanche libre (R) est une tranche comprise entre le PHE et la crête du barrage. Cette hauteur appelée revanche permet de protéger la digue des risques de débordement. Le calcul de la revanche tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. La revanche libre est donnée par la formule suivante :

$$R(m) = \left[ h(m) + \frac{V\left(\frac{m}{s}\right)^2}{2 \times g\left(\frac{m}{s^2}\right)} \right] \times A$$

En conclusion, nous retenons les résultats suivants :

*Paramètres de calcul de la géométrie de la digue*

<i>Hauteur des vagues (m)</i>	<i>Vitesse des vagues (m/s)</i>	<i>Revanche libre (m)</i>
0,8	2,16	1,1

## ii. *La hauteur du plan d'eau normal ou le niveau de la retenue*

Dans le langage courant la hauteur d'un barrage (E) est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux (H) majorée de la charge maximale au-dessus du déversoir de crue et de la revanche (R). Elle est donnée par l'expression suivante :

$$H_r(m) = Z_{PEN}(m) - Z_{lit\ mineur}(m)$$

## iii. *La hauteur de la digue*

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$H_B(m) = H_r(m) + h(m) + R(m)$$

Le niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) est égal au niveau de la retenue augmenté de la lame d'eau au déversoir compte tenu de l'effet de laminage. On aura une cote PHE de 301,5 m.

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$H_{PHE}(m) = H_B(m) - R(m)$$

## iv. *La largeur en crête de la digue*

La largeur en crête doit être suffisante pour autoriser la circulation d'engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien. En pratique, elle est supérieure à 3 mètres. Elle est donc donnée par trois (03) expressions : Formule de KNAPPEN ; Formule de PREECE et la Formule Empirique

### ❖ *Formule de KNAPPEN*

$$l_c(m) = 1,65 \times \sqrt{H_B(m)}$$

❖ **Formule de PREECE**

$$l_c(m) = 1,1 \times \sqrt{H_B(m)} + 1$$

**Autres formules**  $l_c = 3.6 * \sqrt{E} - 3 = 3.6 * \sqrt{5.1} - 3 = 5.13$

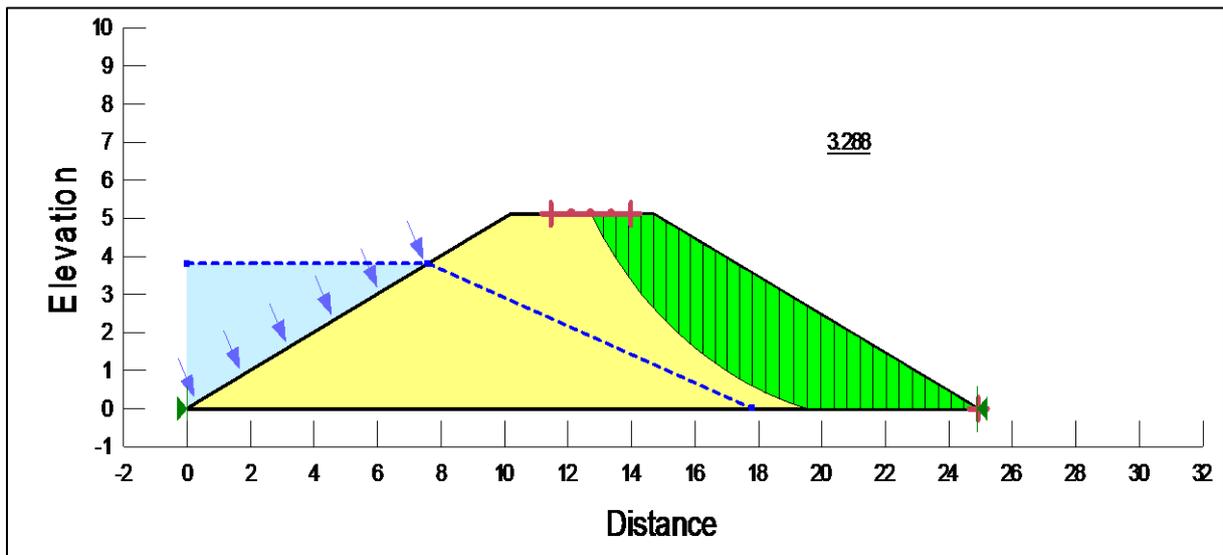
On prendra la moyenne arrondie à  $l_c = 4.5 \text{ m}$

v. ***L'emprise de la digue***

Elle représente la longueur de la digue à sa base. Elle donnée par la formule suivante :

$$L_f(m) = l_c(m) + 2 \times \frac{H_B(m)}{\tan \alpha}$$

***b. Etude de stabilité des talus de la digue avec Geoslope***



***c. Dimensionnement des protections des talus avals et amont***

i. ***Les pentes des talus***

Par la méthode forfaitaire, nous obtenons pour une hauteur du barrage comprise entre 5 m et 10 m et un type de barrage homogène à fort pourcentage d'argile, les pentes des talus suivantes :

Ainsi, nous avons :

- ***Parement amont :  $\tan \alpha_1 = 1V/2,5H$***
- ***Parement aval :  $\tan \alpha_2 = 1V/2,5H$***

Alors, on a :  $\tan \alpha_1 = \tan \alpha_2 = 1V/2, 5H = 0,4 \text{ m/m}$

### ii. *Protection des talus*

Les talus doivent être protégés contre les dangers provoqués par les vagues de la retenue, par le ruissellement de la pluie ou par les vents. Il faut prévoir une protection (enrochement, béton, grillage) contre les animaux fouisseurs qui peuvent creuser des terriers dans la digue.

Les types de protection rencontrés sont décrits comme suit :

Protection du talus amont  $\left\{ \begin{array}{l} -\text{Revêtement en béton} \\ -\text{Perrés maçonnés} \\ -\text{Enrochement} \end{array} \right.$

Protection du talus aval  $\left\{ \begin{array}{l} -\text{Enherbement (risberne)} \\ -\text{couche latéritique} \end{array} \right.$

### iii. *Talus amont*

La protection du talus amont doit être assurée contre le battillage ou action érosive des vagues.

#### ❖ Enrochement en vrac ou rip-rap

C'est le matériau le plus utilisé pour la protection des talus amont.

Une couche de transition (couche pose filtrante) d'épaisseur d'environ 20 à 30 cm, constituée de gravier et de sable (tout venant gravillonnaire) de granulométrie appropriée est nécessaire entre l'enrochement et le remblai. A cet effet une seule couche de granulométrie convenable suffit en général.

L'épaisseur minimum de la couche d'enrochement est donnée par la relation de Tennessee et Valley-Authority (TVA), donnée par l'expression suivante :

$$e_{enr}(m) = C \times V \left( \frac{m}{s} \right)^2$$

D'après la **formule de HUDSON**, l'épaisseur minimale de l'enrochement peut être donnée par l'expression suivante, soutenue du tableau ci-dessous :

$$e_{enr}(m) = 1,5 \times D_{50}(m)$$

Etant donné que la hauteur des vagues de notre barrage est comprise entre 0,60 et 1,20 m, on

a :  $e_{enr}(m) = 0,45$  et  $D_{50}(m) = 0,30$

Nous retenons donc une épaisseur minimum d'enrochement de  $e_{enr}(m) = 0,45$ .

#### *iv. Talus aval*

Nous retiendrons les mêmes matériaux ainsi que leurs épaisseurs de protection du talus amont pour le talus aval.

Nous utiliserons le perré maçonné et les couches latéritiques pour la protection des talus de la digue. Le désherbage et dessouche des arbustes sur les différents talus.

#### *d. Etude des infiltrations*

Dans ce cas la parabole de Kozeny a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne phréatique. Le raccordement amont se fait comme précédemment. Cette parabole a pour équation  $y^2 - y_0^2 - 2xy_0$  avec  $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$ .

##### *i. Calcul du paramètre $Y_0$*

Il est calculé par la formule suivante :  $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = \sqrt{(H - R)^2 + d^2} - d$

$$Y_0 = \sqrt{(7 - 1.1)^2 + 17.53} - 17.53 = 0.97 \text{ m}$$

##### *ii. Etablissement de l'équation de fuite*

L'équation du débit de fuite est établie comme suit :

$$y^2 = 1.93x + 0.93$$

##### *iii. Evaluation du débit de fuite*

Le débit de fuite est calculé comme suit :

$$q = Kr * y_0 = 5 \cdot 10^{-9} * 0.97 = 4.83E - 09 \text{ m}^3/\text{s}$$

On remarque que le débit de fuite, calculé pour la digue est faible mais pas négligeable, d'où la nécessité d'évacuer cette eau hors des fondations, car elle devient un danger pour la stabilité de l'ouvrage.

Ainsi, il est nécessaire d'envisager un dispositif de protection contre ces eaux, qui est composé du drain filtre.

##### *iv. Calcul de la longueur du drain*

Elle est estimée par la formule suivante :  $ld = \left(\frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{3}\right) * Lf = \frac{1}{3.5} * 24.9 = 7.11 \text{ m}$ .

Considérons la moyenne des deux extrémités.

**v. Calcul du paramètre *b***

Ce paramètre est représenté par la projection horizontale de la ligne mouillée du talus amont. Elle est définie par la formule suivante :

$$b = (H - R) * \frac{1}{\tan\alpha} = (5.1 - 1.3) * \frac{1}{\frac{1}{2}} = 14.75 \text{ m}$$

Le paramètre ***b* = 14.75 m**

**vi. Calcul du paramètre *d***

Il est calculé par la formule suivante :

$$d = Lf - 0.7b - ld = 39 - 0.7 * 14.75 - 11.1 = 17.53 \text{ m}$$

Le paramètre ***d* = 17.53 m**

**vii. Caractéristiques du drain**

L'épaisseur du drain  $e_d = 2 * \sqrt{\frac{q*ld}{kd}} = 2 * \sqrt{\frac{11.14*4.83 \cdot 10^{-9}}{10^{-4}}} = 0.03 \text{ m}$

La longueur du drain  $ld = 11.1 \text{ m}$

La hauteur du drain  $hd = 0.97 \text{ m}$

Les tapis-drains filtrants avals ont pour objet dans les barrages homogènes de rabattre vers le bas la ligne phréatique, de manière à ce qu'elle ne débouche pas sur le talus aval. Le risque de renard est ainsi supprimé à cet endroit. Il est en général buté à son extrémité aval sur un massif d'enrochements, ou encore il débouche dans un fossé de pied drainant.

**viii. Epaisseur de la protection**

$$ep = 1.5 * D50$$

$$h_{vague} = 0.6m \Rightarrow D50 = 0.25m$$

$$ep = 1.5 * 0.25 = 0.4m \text{ soit } 40cm$$

**ix. Détermination de la ligne phréatique de la digue**

Les études menées par KOZENY sur les barrages en terre non drainé permettent de tracer la ligne phréatique du barrage.

- ❖ Détermination des coordonnées de A et B

$$A \begin{pmatrix} 17,5 \\ 5,0 \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad B \begin{pmatrix} 13,1 \\ 5,0 \end{pmatrix}$$

❖ L'équation de la parabole de Kozény

$$y^2 = 1,93x + 0,93$$

❖ Détermination des coordonnées de M et N

$$M \begin{pmatrix} 0 \\ y_0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad N \begin{pmatrix} -\frac{y_0}{2} \\ 0 \end{pmatrix} \Leftrightarrow M \begin{pmatrix} 0 \\ 0,97 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad N \begin{pmatrix} -0,48 \\ 0 \end{pmatrix}$$

### x. *Caractéristiques des drains*

Nous supposons un barrage homogène avec drain horizontal.

❖ Longueur de drain

$$l_d = 11,14 \text{ m}$$

❖ Débit

$$Q = 4,83 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ Epaisseur du drain

$$e_d = 0,046 \text{ m}$$

❖ Hauteur de drain

$$h_d(m) = y_0(m) = 0,97 \text{ m}$$

#### *Etude de l'infiltration interne de la digue*

Etude de l'infiltration interne de la digue	
b (m)	14,75
0.7b (m)	10,325
AB=0.3b (m)	4,425
Emprise de barrage Lf (m)	39
longueur du drain ld (m)	11,1
d (m)	17,53
Y0 (m)	0,97
Débit de fuite q (m <sup>3</sup> /s)	4,83. 10 <sup>-9</sup>
Volume de fuite (octobre-mai) (m <sup>3</sup> )	0,1
Perméabilité du drain kd (m/s)	0,0001
Epaisseur du drain ed (m)	0,046
longueur totale lf du tapis (m)	12,1
<b>A</b>	
XB (m)	17,5
YB (m)	5
<b>B</b>	
XA (m)	13,1
YA (m)	5
<b>M</b>	
XM (m)	0

YM (m)	0,97
N	
XN (m)	0
YN (m)	-0,48

## 2. DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Les évacuateurs de crue sont constitués du déversoir et du dissipateur d'énergie. En plus de retenir les écoulements, le barrage doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Cette évacuation est effectuée sans que la lame d'eau ne le submerge car les barrages en terre ne supportent pas de surverse. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

### a. Choix du type d'évacuateur

Le choix d'un évacuateur dépend de critères parmi lesquels on retiendra:

- la disponibilité en matériaux et de main d'œuvre qualifiée
- le coût par rapport au coût total du barrage;
- l'utilisation de l'aval du barrage ;
- La hauteur de chute, le débit ;
- questions environnementales ;

Les évacuateurs de crues peuvent être de « surface » ou en « charge » (tulipes, siphons). Nous avons opté pour les évacuateurs à surface qui présentent moins de risques de dysfonctionnement, et dont la technique est mieux maîtrisée dans notre contexte. Le barrage étant situé sur l'exutoire du bassin versant, nous choisissons un évacuateur central, avec un déversoir frontal.

Vu l'importance de la crue à évacuer, l'évacuateur de crue sera réalisé en béton et comportera les ouvrages suivants :

- un déversoir trapézoïdal, avec un talus aval de 1/1, un talus amont de 90° et une largeur en crête de 1 m.
- un bassin de dissipation à l'aval du déversoir, muni de chicanes et de blocs de chutes.
- une longueur d'enrochements en pente, précédant le chenal d'évacuation des eaux.

- des diguettes de protection de part et d'autre du chenal, prenant naissance au pied de la digue.

Dimensionner l'évacuateur de crue revient à lui donner des dimensions pouvant contenir la crue, en commençant par le déversoir ensuite ses ouvrages annexes.

## b. Détermination de la lame d'eau au-dessus du seuil

Pour la détermination de la charge sur le seuil, on peut se fixer une longueur pour le déversoir et procéder par itération pour obtenir la lame d'eau déversant. En absence d'une longueur de déversement on peut analyser les contraintes topographiques tout en respectant la charge maximale admissible pour le type de déversoir choisi.

Dans le cas présent, la contrainte se situe au niveau des apports. En effet, il faut que le barrage se remplisse en décennale sèche. Les apports en décennale sèche sont environ 2 585 703,12 m<sup>3</sup> imposant une côte du plan d'eau de 300,5 m. Ce qui constitue la côte de déversement des eaux, ainsi le seuil du déversoir sera calé à cette côte.

Pour un déversoir en béton, la charge maximale admissible sur le seuil est comprise entre 0.7 et 1 m. Par conséquent nous fixons une charge d'eau de 0.9 m au-dessus du seuil.

$$h = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Côte PEN} = 301 \text{ m} \text{ et Côte PHE} = 301.9 \text{ m}$$

## c. Le déversoir-poids en béton

Le déversoir poids est un déversoir à seuil craeger posé sur la fondation en position centrale restituant directement les débits dans le lit du marigot via un bassin de dissipation partiellement intégré dans le profil du barrage. Nous placerons le déversoir en position centrale, il sera linéaire à entonnement frontal et sa longueur est déterminée à partir de la formule suivante :

$$Q = m \times L \times (2 \times g)^{1/2} \times h^{3/2}$$

C'est un profil craeger avec  $m=0,49$ .

En se fixant la hauteur de la lame d'eau, la longueur sera déterminée par cette expression :

$$L = \frac{Q}{m \times (2 \times g)^{1/2} \times h^{3/2}}$$

*Détermination de la longueur du déversoir*

Q	m	g	h	L
243,3	0,49	9,81	0,5	317,060048
			0,6	241,19575
			0,7	191,40332
			0,8	156,661235
			0,9	131,290337
			1	112,097655

### **d. Prise en compte de l'effet de laminage pour le calage des ouvrages évacuateurs**

Le principe de l'effet de laminage se réalise lorsqu'une crue sur une surface de la retenue relativement importante fait monter le plan d'eau du niveau PEN jusqu'au niveau PHE, constituant ainsi un volume tampon. Le laminage est donc fonction de la retenue. Ainsi, pendant la crue de débit  $[Q_c]$  si l'évacuateur permet l'écoulement d'un débit  $[Q_e]$  d'où  $[Q_e < Q_c]$ , la différence  $[Q_c - Q_e]$  servirait à élever le niveau du plan d'eau, la baisse de ce plan s'effectuant après le passage de la crue. Le déversoir de capacité plus faible que l'apport de la crue peut suffire sans risque de submersion du barrage (J.M. DURAND, 1996). La retenue joue donc un rôle tampon sur la crue, car dans un premier temps, l'augmentation de l'épaisseur du seuil du déversoir provoque un stockage temporaire qui correspond au volume hachuré sous le pic ; dans un deuxième temps, ce volume supplémentaire d'eau retenue est déstocké progressivement (zone hachurée à droite). Le débit de pointe sur l'évacuateur  $Q_{eM}$  est donc inférieur au débit de pointe de la crue  $Q_c$ . *Prendre en compte l'effet laminage revient à déterminer  $Q_{eM}$  à partir de  $Q_c$ .*

De cette nous pouvons tirer l'expression suivante :

### **e. Longueur du seuil déversant**

Elle est calculée par la méthode EIER-CIEH ou méthode du « x0 », une solution itérative à l'équation du laminage qui permet de déterminer itérativement, la longueur du seuil déversant une fois que l'on s'est fixé une lame d'eau déversant.

La formule de base pour les calculs est la suivante :

$$Q = mL\sqrt{2gh^3}$$

Ce qui permet d'avoir une valeur approchée de la longueur du seuil déversant :

$$L_{approx} = \frac{Q_{crue}}{m\sqrt{2gh^3}}$$

L<sub>approx</sub> : longueur du seuil déversant (m)  
 Q<sub>crue</sub> : Débit de la crue de projet (m<sup>3</sup>/s) : 243.5 m<sup>3</sup>/s  
 m : coefficient de débit, pris égal à 0,49  
 g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) : 9,81 m/s<sup>2</sup>  
 h : lame d'eau déversante (m) : 0,9 m

$$L_{approx} = 136 \text{ m}$$

Le coefficient « x0 » se calcule par la formule :

$$x_0 = \frac{m^2 g L_1^2 Q_{cmax} t_m^3}{S^3}$$

m : coefficient de débit, pris égal à 0,49  
 g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) : 9,81 m/s<sup>2</sup>  
 L<sub>1</sub> : longueur du seuil déversant (m)  
 Q<sub>cmax</sub> : débit de la crue de projet (m<sup>3</sup>/s) : 243.5 m<sup>3</sup>/s  
 T<sub>m</sub> : temps de montée des eaux, estimé au tiers du temps de base, soit 15155,1s  
 S : surface du plan d'eau normal (m<sup>2</sup>) : 1297783,3m<sup>2</sup>

Le logarithme décimal du x0 permet d'évaluer un coefficient β de laminage grâce à l'abaque ci-dessous (gauche). Il faut cependant vérifier que la valeur obtenue à chaque étape est au moins plus grande qu'une valeur minimale calée par la figure ci-après (droite).

Le débit laminé est alors :  $Q_e = \beta Q_{cmax}$ . Le tableau ci-dessous donne une synthèse des résultats et de la procédure du calcul de la longueur de déversement des eaux.

**Volume stocké = Volume entrant – volume sortant**

Qui est exprimée par la formule suivante :

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q_c(t) - Q_e(z(t))}{S(z(t))}$$

L'approche à la solution de cette formule passe par 3 méthodes :

- ✍ *La méthode de l'épure de Blackmore ;*
- ✍ *La méthode du coefficient  $x_0$  ou méthode E.I.E.R-CIEH (notre intérêt) ;*
- ✍ *La méthode informatique de discrétisation de la fonction f.*

**i. Calcul de la longueur du déversoir par la méthode du coefficient  $x_0$  ou méthode E.I.E.R-CIEH**

*Illustration de la méthode  $X_0$*

L(m)	S(m <sup>2</sup> )	m(h/B)	h(PHE-PEN)m	tm (s)	Qcmax(m <sup>3</sup> /s)	g(m/m <sup>2</sup> )	Xo	log10Xo	β	Qemax
131,290337	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	15,7304525	1,196741215	82,5%	200,7225
108,314528	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	10,7065392	1,029649112	81%	197,073
106,345173	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	10,3207499	1,013711253	80%	194,64
105,03227	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	10,0674896	1,002921189	79%	192,207
103,719366	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	9,81737539	0,991995397	78%	189,774
102,406463	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	9,57040728	0,98093042	77%	187,341
101,09356	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	9,32658527	0,969722665	76%	184,908
99,7806562	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	9,08590935	0,958368399	76%	183,6915
99,1242045	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	8,96675117	0,952635118	75,5%	183,6915
99,1242045	1297783,3	0,49	0,9	15155,1295	243,3	9,81	8,96675117	0,952635118	75%	182,475

Avec un débit de crue centennale de 243.3 m<sup>3</sup>/s, une charge sur le déversoir de 0,9 m, une surface du plan d'eau à la retenue normale de 1 297 783,3 (m<sup>2</sup>) mètres carrés et un temps de montée de 15155,1295 seconde; le débit laminé est estimé à 183,69 m<sup>3</sup>/s. La longueur du déversoir a été estimée à 100 m et sa hauteur 4m. Le voile sera coulé par plots de 5 m de longueur séparés par des joints souple de type waterstop. Il sera supporté par deux murs parafouille (bajoyers) qui lui servent d'ancrage, et supporte le massif de la digue.

Nous avons fixé la longueur du déversoir à  $L = 100 m$ .

## ii. Débit à la sortie du déversoir

Le débit laminé à la sortie du déversoir vaut :  $Q_e = \beta Q_{cmax}$ , soit : 184,90m<sup>3</sup>/s. Ce débit servira de base pour le dimensionnement du bassin de dissipation et du chenal.

## iii. Profondeur normale dans le chenal d'écoulement

La profondeur normale  $Y_n$  dans le chenal est déterminée par application de la formule de Manning-Strikler.

$$Q = K_s S(y) R h(y)^{\frac{2}{3}} \sqrt{I}$$

Connaissant le débit et les caractéristiques du chenal, on peut procéder par itération pour trouver la profondeur normale. En pratique, on établit une équation en fonction de  $Y_n$ , ensuite on choisit des valeurs pour  $Y_n$  qui font tendre cette équation vers une constante (méthode de la débitance).

$$\frac{Q}{K_s \sqrt{I}} = \frac{(y_n (b + m y))^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 y_n \sqrt{1 + m^2})^{\frac{2}{3}}}$$

Q : débit de crue (m<sup>3</sup>/s) : 243.5 m<sup>3</sup>/s

Ks : Coefficient de rugosité de Strickler, pris égal à 38 (caillou dans le chenal)

I : pente de 2/1000

m : fruit des berges, pris égal à 0,5 (talus à 45°)

b : base du chenal (m) : 100 m.

$Y_n$  : tirant d'eau normal (m)

$$y_n = 1,25 \text{ m}$$

## f. Les bajoyers

Les bajoyers sont des murs placés de part et d'autre du déversoir, le permettant de supporter la poussée du massif de digue et d'éviter l'affouillement de la jonction du déversoir à la digue. Ils seront munis de barbicanes qui permettront d'éviter les effets néfastes de la sous pression.

La structure est étudiée sur une tranche linéaire de 1 m de longueur. Pour un mur en T sans contreforts, cela revient à calculer le voile, le patin et le talon (Dr Adamah MESSAN, 2015).

Le calcul se fera en deux temps, nous allons d'abord pré-dimensionner les bajoyers en déterminant leurs caractéristiques géométriques et ensuite nous allons procéder aux différentes vérifications de stabilité. L'épaisseur des bajoyers est de 30 cm ayant la même hauteur que la digue.

### i. Les dimensions du bajoyer

Nous avons :

- $H_0(m)$  : hauteur d'eau = 5,0 m
- $D(m)$ : profondeur de la fosse de dissipation = 1m

❖ Fondation du mur du bajoyer

- $a(m) = 1$

❖ Largeur en crête du mur

- $b(m) = 0,3$

❖ Profondeur de la bêche d'ancrage aval

$$P_{av}(m) = D(m) \Leftrightarrow P_{av}(m) = 1m$$

❖ Profondeur de la bêche d'ancrage amont

$$P_{am}(m) = 3,65 m$$

❖ Longueur de l'écran anti-renard du mur bajoyer

$$d(m) = 2,10 m$$

❖ Largeur du plafond

Elle sera prise égale à 4 m compte tenu de la largeur des engins de terrassement.

#### Caractéristiques géométriques des bajoyers

DONNÉES DU MUR		
Longueur patin	a	0.50
Fruit en aval	b	0.00
Épaisseur en tête mur	c	0.50
Fruit en amont	d	0.30
Longueur talon	e	1.00
Hauteur du parement	f	7.25
Épaisseur semelle	g	0.50
Hauteur de bêche	h	0.00
Largeur de bêche	i	0.00
Longueur Totale du mûr	j	34

Comme hypothèse de calcul, il a été considéré un angle de frottement de  $33^\circ$ , une charge d'exploitation de 10 KN/m<sup>2</sup> et un angle  $\beta=0$ .

### g. Bassin de dissipation

La hauteur  $H_0$  du déversoir est lue sur le profil en long de la digue. Nous obtenons  $H_0 = 3 m$ .

Nous avons les ratios suivant :

$$\frac{h}{H_0} = 0.23 \text{ et } \frac{Y_n}{H_0} = 0.31$$

Ces deux ratios nous permettent d'évaluer la profondeur du bassin grâce à l'abaque ci-dessous :  $D/H_0 = 0.45$  soit  $D = 1m$ .

Connaissant la profondeur du bassin, on détermine le tirant d'eau avant le ressaut  $Y_1$  et la vitesse de chute  $V_1$  en résolvant le système suivant :

$$\begin{cases} V_1 = \sqrt{2g \left[ 0,9 \left( H_0 + h + \frac{V^2}{2g} \right) - y_1 \right]} \\ y_1 = \frac{\beta Q_{cmax}}{L \cdot V_1} = \frac{q}{V_1} \end{cases}$$

$q$  : débit spécifique (débit par longueur du seuil) en  $m^3/s/ml$

$$V = q/h \text{ (m/s)}$$

Nous obtenons les valeurs suivantes :  $y_1 = 0,24 \text{ m}$  et  $V_1 = 10.51 \text{ m/s}$  donnant un nombre de Froude de :

$$Fr = V_1/\sqrt{gy} \text{ soit } 6.85$$

Le nombre de Froude est ici supérieur à la valeur limite 4,5 pour une vitesse inférieure à 15 m/s. Le ressaut se produit de façon nette. Il est alors recommandé d'utiliser un bassin de dissipation de type II.

Les paramètres complémentaires concernant le ressaut et les caractéristiques des blocs chicanes peuvent être évalués par une série d'abaques et de formules.

*Profondeur conjuguée :*

$$y_2 = \frac{y_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) = 2,20m$$

*Longueur du ressaut (Abaque) :*

$$\frac{L}{y_2} = 2,5 \text{ soit } L_{ressaut} = 2.55m$$

*Longueur du bassin :*

$$L_{bassin} > L_{ressaut}, \text{ soit } L_{bassin} = 5.63 m$$

$$\frac{h_2}{y_1} = 1.75 \text{ et } \frac{h_4}{y_1} = 1.35$$

$$h_2 = 0,42 m \text{ et } h_4 = 0.32 m$$

*Largeur des blocs : 0.24 m*

*Hauteur des blocs de chutes  $h_3=Y_1=0.24 m$*

*Espacement des blocs e1: 0.24m*

*Espacement des blocs e2 :0.12m*

*Largeur chicanes : 0,32 m*

*Espacement chicanes : 0,32 m*

*Espacement des blocs e2 :0.15m*

*Crête chicanes : 0,084 m*

*Distance au pied du déversoir : 1.77m*

*Hauteur du seuil terminal :  $h_4=0.32$*

*Caractéristiques des chicanes et des blocs de chutes*

*Caractéristiques du bassin à ressaut*

Désignations	Symboles	Valeurs
Lame d'eau au-dessus du déversoir	h (m)	0,9
Hauteur d'eau au PEN	H (m)	5
Enfoncement du bassin	D (m)	1
Débit de crue maximal	Q (m <sup>3</sup> /s)	243,3

Débit unitaire	q (m <sup>3</sup> /s/ml)	2,43
Vitesse d'eau au-dessus du seuil	V0 (m/s)	2,7
Tirant d'eau avant ressaut	Y1 (m)	0,24
Vitesse d'eau à l'entrée du bassin	V1 (m/s)	10,51
Froude	Fr	6,85
Bassin retenue	<b>Bassin de type II en cyclopéen</b>	
Tirant d'eau sortant du ressaut	Y2 (m)	2,21
Longueur du bassin de dissipation	L	6
Hauteur du seuil terminal	h4 (m)	0,45
Hauteur de blocs chicane	h 2 (m)	0,4
Hauteur de blocs de chute	h1 (m)	0,25
Distance entre bloc chute et chicane	d	1,8

## h. Dimensions des ouvrages annexes

### i. Blocs de chute

*Dimension des blocs de chute*

Les blocs de chute			
La hauteur h1	La largeur à la base b1	esp: e1	esp:e2
<b>0,25m</b>	<b>0,25m</b>	<b>0,25m</b>	<b>0,15m</b>

### ii. Blocs chicanes

*Dimensions des blocs chicanent*

Les blocs de chicanes					
La hauteur h2	La largeur à la base b1	esp: e1	esp:e2	crête	pente
<b>0,4m</b>	<b>0,3m</b>	<b>0,3m</b>	<b>0,2m</b>	<b>0,1m</b>	<b>1V/1H</b>

### iii. Seuil terminal

*Dimensions du seuil terminal du bassin*

Seuil terminal du bassin	
Hauteur h4	Pente
<b>0,35</b>	<b>1V/2H</b>

Le détail des calculs pour déterminer les paramètres du bassin de dissipation sont reportés dans les notes de calcul.

### iv. Le chenal de restitution

Le chenal de restitution fait suite au bassin ressaut, d'où il transfère l'eau au lit naturel du cours d'eau en écoulement fluvial. Sa pente est estimée à 2‰, tenant compte du plan topographique de l'aval et un fruit de berge de 0.5. Avec un coefficient de Manning Strickler pris égal à 38, ses caractéristiques sont les suivantes : sa largeur prise égale à celle du bassin de dissipation et son débit correspond au débit laminaire, et sa profondeur est égale au tirant d'eau normale.

*Dimension du chenal :*

Longueur(m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Fruit berges	Pente	K
200	100	1,05	0,5	0,002	38

### v. *Diguettes de protection longueur d'enrochements*

Les diguettes de protection visent à guider les eaux sortant du déversoir afin d'une part de protéger le pied aval du remblai et conduire l'eau dans son lit mineur par un long cheminement, d'autre part d'éviter l'inondation de l'aménagement hydro-agricole en aval du fait d'éventuels débordements de l'eau dans le chenal. Elles seront ainsi placées de part et d'autre du chenal afin de protéger les berges et de prévoir les débordements. Les diguettes seront de forme trapézoïdale confectionnées en matériau argileux légèrement compacté l'enrochement sera constitué de moellons, leurs caractéristiques sont dans le tableau suivant :

*Dimensions des diguettes de protection*

Longueur(m)	Largeur en crête(m)	Largeur à la base(m)	Hauteur (m)	Talus
1000	2	4	1	1V/1H

## 3. Etudes de stabilités

### a. Données initiales

La vérification de l'équilibre du barrage passe par la vérification de la stabilité au renversement, au glissement et au poinçonnement. Les données initiales sont établies comme suit :

- *Le poids volumique de l'eau :*  $\gamma_w \left( \frac{kN}{m^3} \right) = 10$  ;
- *La hauteur d'eau maximale au-dessus du déversoir :*  $h_{dev} (m) = 0,9$  ;
- *Le terrain naturel amont est saturé.* Alors on a :

$$\gamma_{sédiments} \left( \frac{kN}{m^3} \right) = 21 \text{ et } \varphi(\text{rad}) = \frac{\pi}{6}$$

- *Le poids volumique du béton* :  $\gamma_{\text{béton}} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 24$  ;
- *La hauteur de terre accumulée* :  $h_{\text{sédiments}} (\text{m}) = 0,55$  ;

## b. Stabilité du déversoir

Les études de stabilité du déversoir consistent à vérifier s'il résiste aux différentes forces agissant sur lui. En effet, le déversoir doit résister par son poids aux actions qu'il subit pour assurer sa stabilité externe (glissement et renversement) et interne (la règle du tiers central et la contrainte limite du béton).

Les calculs de stabilité seront conduits comme dans le cas d'un barrage poids en béton. Les différentes forces agissant sur le déversoir sont :

- Le poids propre du déversoir
- La poussée hydrostatique externe ou poussée de l'eau (amont et aval)
- La poussée des terres
- La pression hydrostatique interne ou sous-pression

### i. Bilan des actions agissant sur le déversoir

#### ❖ La poussée hydrostatique externe

Elle est l'action de l'eau qui se manifeste par des pressions qu'elle exerce directement sur la paroi amont du déversoir. A la profondeur  $H_B(\text{m}) + h_{\text{dév}}(\text{m})$ , c'est-à-dire avec déversement, elle est donnée par l'expression suivante :

$$P_e (\text{kN}) = \frac{1}{2} \times \gamma_w \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \times (H_r(\text{m}))^2 + \gamma_w \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \times H_r(\text{m}) \times h_{\text{dév}}(\text{m})$$

#### ❖ La poussée des terres

Des sédiments s'accumulent souvent au pied du déversoir. Si leur épaisseur est importante il en résulte une poussée de terre horizontale qui n'est pas à négliger. Elle est donnée par l'expression suivante :

$$P_t (\text{kN/ml}) = \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{séd}} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \times h_{\text{séd}}^2 \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Il est donné par l'expression suivante :

$$W (\text{kN}) = \gamma_{\text{béton}} \left( \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) \times S (\text{m}^2) \times 1\text{m}$$

❖ **La poussée hydrostatique interne(U)**

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$U(kN) = \frac{1}{2} \times \gamma_w \left( \frac{kN}{m^3} \right) \times (H_r(m) + h(m)') \times b(m)$$

*Bilan des Forces externe sur le déversoir*

Désignation	Forces en Kn		Bras de levier/C en m	Moments en kN.m	
	Horizontales	Verticales		Stabilisants	Renversants
<i>Poids(W)</i>		<b>420</b>	<b>3,95</b>	<b>1660</b>	
<i>Poussée(P<sub>e</sub>)</i>	<b>165,95</b>		<b>1,89</b>		<b>320,83</b>
<i>Poussée(P<sub>e</sub>)</i>		<b>4,05</b>	<b>0,3</b>	<b>1,22</b>	
<i>Poussée(U)</i>		<b>155</b>	<b>3,98</b>		<b>617</b>
<i>Poussée(P<sub>t</sub>)</i>	<b>2,38</b>		<b>0,18</b>		<b>0,44</b>
<i>Totaux</i>	<b>115,16</b>	<b>986,4</b>		<b>1661,22</b>	<b>938,27</b>

**ii. Vérification de la stabilité externe du déversoir**

La vérification de la stabilité externe passe par la vérification de la stabilité au non glissement et de la stabilité au non renversement. Nous allons vérifier la stabilité du déversoir à la cote au PEN.

❖ **Vérification de la stabilité au glissement**

La vérification de la stabilité au glissement passe par la vérification de l'inéquation suivante :

$$\frac{(W(kN) - U(kN)) \times \tan\phi}{(P_e(kN) + P_t(kN/ml))} \geq 1$$

L'inéquation devient :

$$\frac{(W - U) \times \tan\phi}{(P_e + P_t)} = \frac{(420 - 155)}{(165,95 + 2,38)} \times 0,75 = 1,18 \geq 1$$

### ❖ Vérification de la stabilité au non renversement

La vérification de la stabilité au non renversement passe par la vérification de l'inéquation suivante :

$$\frac{[\eta_{/c} [W](kN.m) - \eta_{/c} [U](kN.m)]}{[\eta_{/c} [P_e](kN.m) - \eta_{/c} [P_t](kN.m)]} \geq 1$$

Alors l'inéquation donne :

$$\frac{1661,22}{938,27} \geq 1 \Rightarrow 1,77 \geq 1$$

Nous constatons donc que la stabilité du déversoir au renversement est vérifiée.

Nous pouvons donc résumer l'ensemble des grandeurs de calcul dans le tableau suivant :

### iii. Vérification de la stabilité interne du déversoir

La vérification de la stabilité interne passe par la vérification de la règle au tiers central et à la condition de non rupture.

#### ❖ La règle au tiers central

$$\text{Nous avons } |e| < \frac{b}{6}$$

#### Conclusion

La règle du tiers central est vérifiée donc il n'y aura aucune fissuration.

#### ❖ La condition de non rupture

$\delta_{max} \leq \delta_{lim}$  D'où la condition de non rupture est vérifiée.

$$\zeta_{min} = \left(\frac{W - Pi}{b}\right) \left(1 - \frac{6e}{b}\right); \quad \zeta_{max} = \left(\frac{W - Pi}{b}\right) \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$\zeta_{lim} = 0.3 * f_{c28}$$

Vérification de la stabilité du déversoir

Stabilité	Paramètres	Valeurs
Glissement	Coefficient de sécurité Fg	1.18

Renversement	Coefficient de sécurité Fr	1.77
Règle du tiers central	Excentricité e	e=0.27m et B/6 =1m
Contraintes maximale et minimales	Contrainte min	56,18 KPa
	Contrainte max	224

Désignations					Force [kN/ml]		Bras de levier[m]	Moments [KN.m]	
					Verticale	Horizontale		stabilisants [+]	renversants [-]
Poids propre									
W1	5	1	5	24	120		5,5	660	
W2	5	5	12,5	24	300		3,3333333	1000	
					420		3,952381	1660	
Poussées externes									
Pe1	5	0,9	4,5	10		45	2,5		112,5
Pe2	5	5	12,5	10		125	1,6666667		208,3333333
Pe3	0,9	0,9	0,405	10		4,05	0,3	1,215	
						165,95	1,8872549		320,8333333
Sous pressions									
U1	0,9	3	2,7	10	27		1,5		40,5
U2	0,83333	3	1,25	10	12,5		2		25
U3	1,73333	3	5,2	10	52		4,5		234
U4	4,23333	3	6,35	10	63,5		5		317,5
					155		3,9806452		617
Poussées des terres Amont									
Pt	0,55	0,55	0,15125	21		2,3821875	0,1833333		0,436734375
					<b>265</b>				
						<b>168,33219</b>			
								<b>1661,215</b>	
									<b>938,2700677</b>

**Stabilité au glissement**

Coefficient de sécurité au glissement <i>Coeff. renv Fr = <math>\frac{M_s}{M_r}</math></i>	$F_g = \frac{\sum (W - U) * \tan \varphi}{\sum P}$	Fg > 1: Condition vérifiée Ok!
	$X = \frac{\sum P * r}{\sum F_v}$	
Stabilité au renversement $\Sigma F_v$		
	<b>1,77051</b>	<b>2,728094084</b>

Excentricité $e$ $= \overline{OB} - X$	<b>0,27191</b>	<i>Règle du tier centrale</i> $\frac{-b}{6} < e > \frac{b}{6}$	<b>1</b>
Contrainte en A $\sigma_A$	<b>32,1575</b>	Contrainte en B $\sigma_B$	<b>56,17584462</b>
Contrainte limite du béton		<b>6000</b>	<b>kPa</b>

Le tableau ci-dessous présente les résultats de la vérification de la stabilité du déversoir. Au vu de ces résultats, on conclut que la stabilité du déversoir est assurée.

### c. Stabilité des murs bajoyers

Le dimensionnement des murs bajoyers a été fait sur un tableur programmé dont les illustrations de calcul sont présentées ci-dessous. A l'issue du pré-dimensionnement, la stabilité de la structure a été vérifiée.

#### i. Bilan des forces agissant sur les bajoyers

*Bilan des Forces externe sur le bajoyer*

Désignation	Forces en kN		Bras de levier/C en m	Moments en kN.m	
	Horizontales	Verticales		Stabilisants	Renversants
Poids( $W$ )		<b>204,53</b>	<b>2,23</b>	<b>455,96</b>	
Poussée( $P_e$ )	<b>267,16</b>		<b>1,66</b>		<b>443,97</b>
Poussée( $P_e$ )		<b>86,625</b>	<b>0,5</b>	<b>43,31</b>	
Poussée( $U$ )		<b>53,36</b>	<b>2,51</b>		<b>134,02</b>
Poussée( $P_t$ )	<b>0,41</b>		<b>17,35</b>		<b>7,11</b>
<i>Totaux</i>	<b>145,76</b>	<b>1 244,61</b>		<b>10 467,18</b>	<b>2 528,93</b>

#### ii. Vérification de la stabilité au glissement

La stabilité au glissement des murs bajoyers est vérifiée par l'expression suivante :

$$\frac{(W - U) \times \tan\phi}{(P_e + P_t)} = \frac{(813,96 - 430,65)}{(145,35 + 0,41)} \times 0,75 = 1,97 \geq 1$$

Nous pouvons donc conclure que les murs sont stables au glissement.

### iii. Vérification de la stabilité au non renversement

La vérification de la stabilité au non renversement passe par la vérification de l'inéquation suivante :

$$\frac{[\eta_{/c} [W](kN.m) - \eta_{/c} [U](kN.m)]}{[\eta_{/c} [P_e](kN.m) - \eta_{/c} [P_t](kN.m)]} \geq 1$$

Alors l'inéquation donne :

$$\frac{7\,081,45 - 3\,385,73}{2\,521,82 - 7,11} \geq 1,47 > 1$$

Nous constatons donc que la stabilité au renversement des murs bajoyers est vérifiée.

Nous avons donc :

### iv. Vérification à la stabilité interne des murs bajoyers

La vérification de la stabilité interne passe par la vérification de la règle au tiers central et à la condition de non rupture.

#### ❖ La règle au tiers central

La vérification de la règle au tiers central passe par la vérification de la condition suivante :

$$\frac{-b(m)}{6} \leq e(m) \leq \frac{b(m)}{6} \quad \text{Avec } e(m) = (X_{\text{Gouv}}(m) + X(m)) - \frac{b(m)}{2}$$

Alors, nous avons :

$$\frac{b}{6} = \frac{13}{6} = 1,42 \text{ m. Nous avons } |e(m)| < \frac{b(m)}{6}$$

**Conclusion :**

*La règle du tiers central est vérifiée donc il n'y aura aucune fissuration.*

#### ❖ La condition de non rupture

La vérification de la condition de non rupture passe par la vérification de la condition suivante :

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\lim} = 0,3 \times f_{c28}$$

$$\delta_{\max} = \left(\frac{W - U}{b}\right) \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

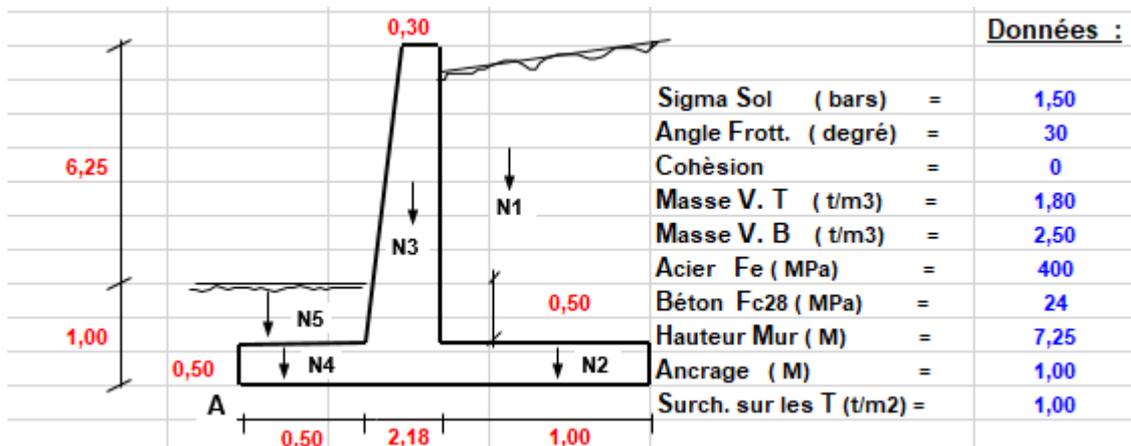
Alors  $\delta_{\max} \leq \delta_{\lim}$  d'où la condition de non rupture est vérifiée.

Vérification de la stabilité des murs bajoyers

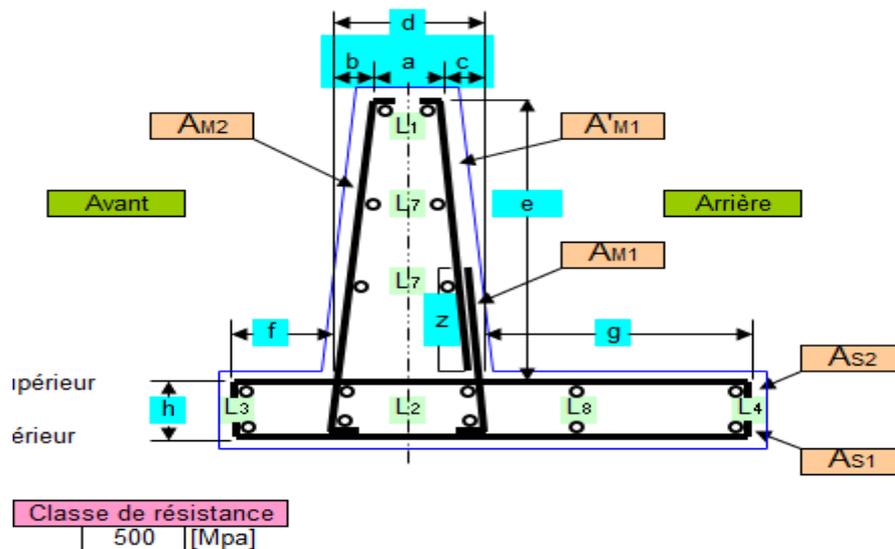
Stabilité	Paramètres	Valeurs
Glissement	Coefficient de sécurité Fg	9.05
Renversement	Coefficient de sécurité Fr	1,81
Règle du tiers central	Excentricité e	e = 0,22 et B/6 = 0,61
Non soulèvement	Contrainte minimale	50,33 > 0
Poinçonnement	Contrainte maximale	108,46 < 6000

La vérification de la stabilité du mur bajoyer est similaire au cas du déversoir. Les bajoyers doivent être en sécurité vis-à-vis du glissement, du renversement, du soulèvement et du poinçonnement.

Le tableau ci-après montre les résultats de l'étude de stabilité des murs bajoyers. En conclusion, la stabilité des bajoyers est assurée.



Dimensionnement mur bajoyer



*Ferraillage mur bajoyers*

## A. ETUDE D'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE

### 1. Dimensionnement du périmètre aménagé

#### a. Choix d'aménagement

Nous choisissons d'aménager deux sites que sont :

- ❖ La zone de servitude : longtemps négliger dans les conceptions de barrage associé aux aménagements cette zone permet de protéger la retenue et d'assurer sa pérennité ;
- ❖ Les rives droites et gauches du cours d'eau en aval du barrage : il s'agira de l'aménagement hydro-agricole destiné aux producteurs de la localité

##### *i. Aménagement de la Zone de servitude*

L'aménagement de la zone de servitude consistera à un reboisement de plantes permettant d'une part de protéger la retenue des apports solides, d'autre part d'apporter des revenus substantiels aux producteurs.

La zone de servitude identifiée est en partie la propriété de particuliers. Ces privés pour la plupart ont acquis les terrains pour des activités agricoles et pastorales mais ne l'ont pas encore mis en œuvre. La non mise en valeur de cette zone présente un risque d'ensablement de l'ouvrage donc de sa durée de vie.

Pour prendre en compte cette problématique nous proposons un aménagement en verger qui conserve la propriété foncière des particuliers et préserve le barrage notamment des apports solides. Ainsi donc nous envisageons un verger de citronnier dans la zone de servitude. Nous utiliserons le système d'irrigation localisé que nous estimons adapter pour cet aménagement.

## *ii. Aménagement hydro-agricole en aval du barrage*

Cet aménagement concernera les deux rives du lit mineur en aval du barrage. Nous utiliserons le système d'irrigation par aspersion que nous estimons adapter parce que économique en eau. Le barrage étant à vocation hydro-agricole, il est donc nécessaire d'évaluer les besoins en eau de la population pour voir si la capacité de stockage du barrage actuel est suffisante pour couvrir ces besoins. L'arrêt effectif des pluies se situe en fin septembre et à cette date nous considérons que le barrage est rempli.

On suppose que les prélèvements d'eau dans la retenue commence de façon sensible le 1er octobre, date de début des cultures de contre saison (maraîchage). Pour plus de sécurité, il sera considéré les besoins en eau de la plante la plus contraignante (Dr. Keïta, 2017). Nos cultures sont pour le maraichage: les oignons, le chou-pomme, le piment, la tomate et le citronnier pour la zone de servitude.

## **b. Choix et caractéristiques des cultures**

### *i. Justification du choix des cultures*

Le critère fondamental dans le choix d'une culture pour un agriculteur est la rentabilité économique. Les cultures seront choisies sur cette base en tenant compte des potentialités agricoles en termes de variétés, et de leur adaptation aux conditions techniques.

#### *Choix des cultures*

Cultures	Rendement	Charges d'exploitation estimées (FCFA/ha)	Prix de vente de la production estimés à (FCFA/ha)	Taux rentabilité
Gombo	9	808 850	1 035 000	1,28
Carotte	30	7 410 000	10 400 000	1,40
Haricot Vert	7	722 105	1 022 000	1,42
Pomme de Terre	25	2 905 310	4 750 000	1,63
Piment	11	1 370 335	2 431 000	1,77

Oignon bulbe	15	602 405	1 305 000	2,17
Chou	28	930 000	3 750 000	4,03
Tomate	24	438 360	1 800 000	4,11

Source : MAHRH

### **c. Systèmes d'irrigation**

L'irrigation vise principalement à améliorer efficacement et de manière durable la production agricole par l'utilisation rationnelle de la ressource en eau.

A cet effet le choix d'une méthode d'irrigation adéquate est indispensable, en vue d'optimiser l'utilisation des terres parallèlement à celle de l'eau tout en intégrant les ressources humaines. Ainsi en s'inspirant des données recueillies sur le terrain notamment les caractéristiques du sol à savoir la nature, la topographie, la superficie et la texture ; les cultures rencontrés et les ressources disponibles comme l'eau, main d'œuvre, l'économie locale ; nous adopterons les systèmes d'irrigation par aspersion pour la culture de l'oignon, du chou, du piment, et de la tomate, et le systèmes d'irrigation localisé pour la culture de citron dans la zone de servitude.

#### ***i. Système d'irrigation localisée ou goutte à goutte***

L'irrigation localisée est une méthode d'irrigation qui consiste à apporter l'eau au voisinage des racines ou directement aux pieds des plantes. Les débits apportés sont faibles et les fréquences élevées. Le dimensionnement de ce système se fera en deux phases, à savoir un dimensionnement préliminaire pour connaître les doses et les fréquences d'arrosage et un dimensionnement final pour la validation. Seuls les démarches de dimensionnement et les résultats des paramètres clés seront donnés. Le détail des calculs sont est reporté dans les notes de calcul.

#### ***ii. Système d'irrigation par aspersion***

L'irrigation par aspersion est un système d'arrosage qui consiste à distribuer l'eau sous forme de pluie artificielle sur le sol, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression avec :

Contrôle de l'intensité de la pluie,

Contrôle de la hauteur d'eau appliquée,

- répartition la plus uniforme possible de la pluviométrie.

#### ***iii. Etude comparative des deux systèmes***

*Etude comparative des irrigations par aspersion et localisée*

Système d'irrigation	Mode par aspersion	Irrigation localisée
<b>Coût de la maintenance</b>	Le coût varie entre 1 à 2% du coût initial d'investissement	Le coût annuel varie entre 7 à 10% du coût initial d'investissement
<b>Gestion</b>	Requiert moins de compétence technique	Requiert des compétences techniques et plus d'attention de la part des utilisateurs
<b>Installation</b>	Très facile avec un procédé d'installations standard	Difficile car exige plus d'attention dans le choix des équipements adaptés
<b>Bouchage et fuite</b>	Presque inexistant	Il est nécessaire d'injecter périodiquement des produits chimiques pour déboucher les conduites.
<b>Durée de vie</b>	10 ans et plus	Plus courte que le système par aspersion
<b>Rotation des cultures</b>	Très pratique car facilité de mouvement des équipements	Difficile car les espacements entre les cultures différent
<b>Coût de revente</b>	Il vaut 50% du coût initial même après 15 ans d'utilisation	Après utilisation, le système n'a pratiquement plus de valeur de revente
<b>Impact environnemental</b>	Le système est composé intégralement de matériaux recyclables	Le système est composé intégralement de matériaux recyclables
<b>Nature des sols adaptés</b>	Sols peu profond adaptés au terrain relativement accidenté Perméabilité moyenne (inférieur 50 mm/h)	Sols peu profond à profond Exige un terrain relativement plat

## **d. Dimensionnement du système d'irrigation**

### **Hypothèse de calcul**

- le dimensionnement est fait pour la période sèche d'Octobre à Mai
- tous les mois comptent pour 30jrs.
- L'irrigation est la seule source d'apport en eau durant la période concernée
- **L'évaporation de référence ETo et la pluie efficace sont donnés par le logiciel CROPWAT de la FAO.**

## 2. Dimensionnement préliminaire

Le dimensionnement a pour objectif de déterminer les grandeurs de base jusqu'au débit d'équipement du système. Du fait de deux systèmes d'irrigation, et de la différence dans la détermination des paramètres, les calculs seront effectués par méthode d'irrigation.

### a. Système d'irrigation localisé

#### i. Détermination des coefficients culturels mensuels

Ces coefficients sont déterminés en fonction du nombre de jours et du stade de croissance de la plante obtenus dans le bulletin 33 de la FAO. La formule est la suivante :

$$K_{mois} = \frac{K_{ci} \times N_i + K_{cj} \times N_j}{N}$$

Avec :

$K_{ci}$  = Coefficient culturel pour la phase i ;

$K_{cj}$  = Coefficient culturel pour la phase j ;

$N_i$  = Nombre de jour dans la phase i pour le mois considéré ;

$N_j$  = Nombre de jour dans la phase j pour le mois considéré ;

$N$  = Nombre total du jour du mois (somme de  $N_i$  et  $N_j$ ).

#### ii. Estimation de l'évapotranspiration maximal ETM

La valeur de  $ET_o$  de la localité ont été tiré du logiciel CROPWAT de la FAO.

$$ETM_{loc}(mm/j) = ETM_{max} * Kr = kc * ET_o(mm/j) * kr$$

Avec :

$ETM_{loc}$ : Évapotranspiration maximal journalière pour le système d'irrigation localisé

$kc$  : Le coefficient culturel de la plante

$ET_o$  : L'évapotranspiration de référence (mm/j)

$kr$  = Coefficient de réduction de la couverture végétale

#### iii. Calcul des grandeurs de base

### ❖ La réserve utile

Elle est fonction des humidités caractéristiques et donnée par la formule suivante :

$$AM = (\theta_{FC} - \theta_{WP}) * Dr$$

$\theta_{FC}$  : L'humidité à la capacité au champ

$\theta_{WP}$  : L'humidité au point de flétrissement

Dr : Profondeur d'enracinement

- L'humidité à la capacité au champ

### ❖ La réserve facilement utilisable

$$Dp = RAM(mm) = AM(mm) * p$$

AM : Réserve utile ; p : Facteur de tarissement

### ❖ Besoin Max de Pointe

Le besoin est estimé par la formule :

$$IRn(mm/j) = ETMloc - (Pe + R)$$

ETMloc: Evapotranspiration maximale localisé

Pe : Pluie efficace ; R : Recharge de nappe souterraine

### ❖ La fréquence

La fréquence d'irrigation a été calculée avec la formule ci-dessous :

$$F(j) = \frac{Dp(mm)}{IRn(mm/j)}$$

### ❖ Tour d'eau T (jour)

Le tour d'eau est choisi tel que  $T(jour) \leq F(jour)$

### ❖ La dose brute

$$Dg(mm) = \frac{Da(mm)}{Ea} + LR(mm/j) * T(j)$$

Da(mm) : Dose réelle

$$Da = IRn(mm/j) * T(j)$$

T(j) : Tour d'eau

## ❖ Le débit d'équipement

$$q_e = \frac{Dg(mm)}{N_s \times T(j) \times Ts(h) \times 0.36}$$

$Dg(mm)$  : Dose brute

$T(j)$  : Tour d'eau

$N_s$  : Nombre de postes d. arrosage effectués

$Ts(h)$  : Nombre d. heures utilisées par poste d'arrosage pour apporter la dose brute

## b. Système d'irrigation par aspersion

### i. La réserve utile (RU)

La RU est la quantité d'eau disponible dans le sol que la culture peut utiliser pour sa maturation. Elle est fonction de l'humidité à la capacité au champ et de l'humidité au point de flétrissement.

$$RU(mm) = (\theta_{FC} - \theta_{wp}) \times Z_r(m) \times 1000$$

Avec  $Z_r$  la profondeur maximale de la culture.

La réserve facilement utilisable par la plante est donnée par l'expression suivante :

$$RFU(mm) = RU(mm) \times p$$

Avec  $p$  le coefficient de tarissement est fonction du groupe auquel appartient la culture et de l'ETM de la période de pointe.

- Oignon (groupe 1 et ETM=6.56) implique  $p=0.231$
- Tomate (groupe2 et ETM=6.40) implique  $p=0.388$
- Citron (groupe3 et ETM= 4,3) implique  $p=0.5$
- Chou Pommée (groupe 2 et ETM=6.22) implique  $p=0.349$
- Piment (groupe 1 et ETM=6) implique  $p=0.268$

### ii. Le besoins maximum de pointe (BMP)

Le BMP est la quantité d'eau journalière dont la plante a besoin pendant la période de pointe.

$$ETM (mm/j) = ET0(mm) \times Kc$$

$ETM$  : est l'évapotranspiration maximale du mois en mm,

$$BMP \left( \frac{mm}{j} \right) = ETM \left( \frac{mm}{j} \right) - P_e \left( \frac{mm}{j} \right)$$

- $P_e$  : la pluviométrie efficace en mm

### iii. *La fréquence d'arrosage pendant la période de pointe (F)*

C'est le nombre de jours maximum nécessaires à la plante pour épuiser la RFU pour une consommation égale au BMP.

$$F(j) = \frac{RFU (mm)}{BMP \left(\frac{mm}{j}\right)}$$

### iv. *Le Tour d'eau (T)*

C'est le nombre de jours séparant deux irrigations consécutifs sur une même parcelle. Il est choisi tel que  $\leq F$ . *Dans notre projet on a adapté un tour d'eau de 2 jours pour l'ensemble des cultures.*

### v. *La Dose réelle (Dr)*

La Dr est le besoin journalier réellement apporté à la plante pour satisfaire ses besoins.

$$D_r (mm) = BMP (mm) * T(j)$$

Il correspond à un volume d'eau réel apporté sur la surface emblavée par arrosage. Soit :

$$Vr(m^3) = 10 * A(ha) * Dr(mm)$$

### vi. *La dose brute (D<sub>b</sub>)*

C'est la dose apportée à la plante en fonction de l'efficacité d'application ( $E_a$ ).

$$D_b(mm) = \frac{D_r(mm)}{E_a}$$

- $E_a$  est l'efficacité du système = f (type climat). Ici climat modéré, soit  $E_a = 75\%$ .

### vii. *Le débit d'équipement*

C'est une grandeur commode pour comparer le système et évaluer les quantités d'eau requises par une certaine surface. Il est un facteur de base pour le dimensionnement des équipements. Il est donné par l'expression suivante :

$$q_e \left( \frac{l}{s} \right) = \frac{D_b(mm) \times 10\ 000}{T(j) \times \left[ T_s \left( \frac{h}{j} \right) \times N_s \right] \times 3\ 600\ s}$$

Avec :

- $D_b(mm)$  : dose brute de pointe ;
- $T(j)$  : tour d'eau ;

- $T_s \left( \frac{h}{j} \right)$  : nombre d'heures utilisées par poste d'arrosage pour apporter la dose brute ;
- $N_s$  : nombre de postes d'arrosage effectué (l'un après l'autre) dans un jour.

### CONCLUSION

Ce dimensionnement primaire nous indique un besoin en eau d'irrigation de 837 021 m<sup>3</sup> réparti 362 042,846 m<sup>3</sup> en pour 50 ha en irrigation localisée et 474 978 m<sup>3</sup> pour deux campagnes sèches de cultures maraichères sur 30ha en irrigation par aspersion. Les études de bases nous donnent un volume d'eau disponible pour exploitation de 3 037 144,6 m<sup>3</sup> dans le barrage de Goupana. Le débit d'équipement retenu est de 1,2 l/s/ha pour nos cultures

## 3. Dimensionnement final

### a. Goutte à goutte

#### i. *Le Design final du système*

La conduite primaire et les rampes, sont disposées parallèlement aux courbes de niveau. Seuls les porte-lampes et les conduites secondaires ont une dénivelée car perpendiculaires aux courbes de niveau. Le dimensionnement est fait en tenant compte de la parcelle la plus défavorable.

#### ii. *Choix de la disposition des cultures*

Nous optons pour une disposition carrée (3x3) m soit 3 m entre les lignes et 3 m entre les plantes pour des dispositions constructives.

#### iii. *Choix des goutteurs*

Le choix des goutteurs est effectué de manière à ce que l'arrosage ne génère pas de ruissellement.

**Détermination de la canopée :** Nous avons utilisé le logiciel « Random number générateur » pour le choix aléatoire de 12 échantillons de citronnier, afin de mesurer la canopée. Bien avant nous avons réalisé 3 doubles anneaux dans le verger de citronnier de 1.5ha en aval du barrage de koubri. Les Ksat obtenus sont : 13,6mm/h ; 23,1 mm/h et 25,2 mm/h. Le ksat 13,6 mm/h est compris entre 7 et 15 donc il s'agit d'un sol argileux limoneux, cette partie correspond à la zone proche du barrage, les citronniers qui y sont ne seront pas considérés car le sol de notre site à aménager est sableux limoneux pour la rive droite (26,42mm/h) et sable fin limoneux sur la rive gauche (20,7mm/h). En considérant 29 citronniers autour de chaque zone correspondant respectivement à 23,1 mm/h et 25,2 mm/h, nous obtenons les citronniers N° : 12 ; 21 ; 15 ; 20 ; 2 ; 17 et 5 ; 7 ; 28 ; 2 ; 9 ; 10.

Les mesures de ces 12 échantillons donnent : 3,1 ; 2,8 ; 3,3 ; 3 ; 2,6 ; 2,3 et 2,5 ; 2,7 ; 3,2 ; 2,4 ; 2,1 ; 3,4. La moyenne donne 2,78 m soit 9,1 ft. En projetant sur la courbe de « simplified design graph » on obtient 4 goutteurs de 1GPH.

La pluviométrie des goutteurs devra être inférieure à la vitesse d'infiltration du sol qui est 22.15 mm/h, leur débit doit être également faible; et la pression assez forte pour éviter le colmatage des tuyaux par les éléments fins. En somme le choix du goutteur dépend des caractères suivants :

- L'infiltration du sol,
- La texture du sol,
- L'écartement des plantes.

❖ **Pluviométrie des goutteurs**

$$Pemit = \frac{1000 * qemit(m3/h)}{Slat * Semit}$$

qemit : Débit des émetteurs

Slat: Espacement entre les rampes

Semit: Espacement entre les émetteurs

*Caractéristiques des goutteurs*

Noms du produit	catalogue NETAFIM de Janvier 2013
Débit	1 GPH
Pression	3 bars
Espacement	0,5 m
Diamètre	1 m
Pluviométrie	2.9 mm/h

La pluviométrie ainsi obtenue donne un temps d'arrosage de 9 h 18 min. Ce qui est inférieur au temps disponible pour chaque poste d'arrosage qui est de 9h 24 min. Cela permettra aux utilisateurs d'avoir un temps de manipulation du dispositif (réglage de vannes).

*iv. Disposition des rampes et porte-lampes*

**Le nombre de rampe :**

$$N_{rp} = (L_{(parc)} (m)) / (Slat(m))$$

$N_{rp}$  = Nombre de rampe par parcelle ;

$L_{parc}$  = Largeur de la parcelle parallèle au porte rampe ;

Slat = Ecartement des rampes.

Le nombre de goutteurs

$N_{(gout/rp)} = (L_{(rp)} (m)) / (S_{(emit)} (m))$

$N_{(asp/rp)}$  = Nombre d'émetteurs par rampes

$L_{rp}$  = Longueur de la rampe

$S_{(emit)}$  = Ecartement entre émetteurs

Nous optons pour un découpage en parcelles de 0,675 ha de superficie avec les dimensions de (100 x 75) m<sup>2</sup>. Les rampes seront parallèles aux courbes de niveaux avec une longueur de 100 m. quant à la porte-rampe, elle sera longue de 75 m et perpendiculaire aux courbes de niveaux.

#### ***v. Calcul du nombre de goutteurs, de rampes et porte-rampe***

Le nombre de goutteurs par rampe est fonction de l'écartement des plantes et la longueur de la rampe. On obtient 100 goutteurs par rampe.

#### **❖ Le nombre de rampes par parcelle**

Le nombre de rampes sur chaque parcelle est estimé à 20 rampes.

#### **❖ Le nombre de rampes en fonctionnement simultané**

Le nombre de rampes pouvant fonctionner simultanément est de 3 rampes.

#### **❖ Débit de la rampe**

Le débit des rampes est obtenu par la formule suivante :

$$Q_{rp} (l/s) = \frac{q_{emit} (m^3/h) \times N_{emit/rp}}{3,6}$$

$q_{emit}$  = Débit des émetteurs

$N_{emit/rp}$  = Nombre d'émetteurs par rampe ;

$Q_{rp}$  = Débit de la rampe.

#### ***vi. Débit du système***

Le débit de la rampe est 0,052 l/s et celui du porte rampe est de 0.15771 l/s.

*Résultats du dimensionnement final*

<b>Paramètres</b>	<b>Valeurs</b>
<b>Pnom(m)</b>	30
<b>qemit (m3/h)</b>	0,0018925
<b>Semit(m)</b>	2,5
<b>Slat(m)</b>	3
<b>Pemit (mm/h)</b>	2,9
<b>Ts(h)</b>	9,4
<b>Ns</b>	2
<b>L(m)</b>	100
<b>l(m)</b>	75
<b>Npos</b>	20
<b>Nlat, sim</b>	3
<b>Nemit/lat</b>	100
<b>Qlat (l/s)</b>	0,15771

**vii. Dimensionnement des conduites**

Pour le dimensionnement des conduites, nous allons considérer la configuration avec le porte rampe en milieu de parcelle. Ainsi, la longueur des rampes, le nombre d'émetteurs, le débit des rampes sont réduits de moitiés. Les lignes de goutteurs et les porte-rampes seront en polyéthylène (PE), les conduites secondaires et primaires en uPVC. La vitesse limite imposée est de 1,7 m/s. Le schéma de calcul général vise à définir le diamètre idéal, ainsi que le profil de pressions sur le long de la conduite et la perte de charge occasionnée. Le réseau primaire et secondaire (conduites en uPVC) seront enterrés sous une profondeur de 75 cm. Les rampes et lignes de goutteurs seront posées sur le terrain naturel. Le formulaire

suyant résume le principe de calcul des diamètres nominaux et pressions.  
Les diamètres suivants ont été retenus :

❖ **Rampe**

▪ *Diamètre théorique des rampes*

Les diamètres théoriques ont été calculés par la formule suivante :

$$D_{rp} (mm) = \sqrt{\frac{Q_{rp} (m^3/h)}{V (m/s)}} \times 18,811$$

V = vitesse d'écoulement de l'eau (m/s) ≤ 1,7 m/s ;

Q = débit des rampes (m<sup>3</sup>/s)

▪ *Perte de charge linéaire par unité de longueur sur la rampe*

Elle a été déterminée par la formule de Colebrook, Calmon et Lechapt.

$$\Delta H_{simple} [m/m] = a \times \left( \frac{[Q (m^3/s)]^N}{[D(m)]^M} \right)$$

a, N et M les coefficients de Calmon Lechapt.

a = 1,101.10<sup>-3</sup> ; n = 1,84 ; m = 4,88

D(m) = Diamètre normalisé ;

Q (m<sup>3</sup>/s) = Débits.

En tenant compte de service en route, la perte de charge est :

$$\Delta H_{Rampe} [m] = \Delta H_{simple} \times F \times L$$

L (m) = Longueur de rampe considérée

F = Facteur de correction dont la valeur est fonction du nombre de points de sortie d'eau pris égale à 0.356 car la rampe comporte 90 gouteurs de part et d'autre de la rampe.

▪ *Variation totale de pression le long de la rampe : Δ P rampe*

$$\Delta P_{rampe} (m) = \Delta H_{Rampe} (m)$$

Car (E<sub>amont</sub> - E<sub>aval</sub>) = 0 car les rampes sont parallèles aux courbes de niveau Avec

E<sub>amont</sub> : la cote amont de la rampe (m)

Eaval : la cote aval de la rampe (m)

❖ **Porte rampe**

- *Diamètre théorique des portes rampes :*

$$D_{pr} (mm) = \sqrt{\frac{Q_{pr} (m^3/h)}{V (m/s)}} \times 18,811$$

V = vitesse d'écoulement de l'eau (m/s) ≤ 1,7 m/s ;

Q = débit des portes rampes (m<sup>3</sup>/s)

- *Perte de charge linéaire par unité de longueur sur la porte rampe la plus défavorisée*

Elle a été déterminée par la formule de Calmon Lechapt

$$\Delta H_{simple} [m/m] = a \times \left( \frac{[Q (m^3/s)]^N}{[D (m)]^M} \right)$$

a, N et M les coefficients de Calmon Lechapt.

$$a = 1,101 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad n = 1,84 \quad ; \quad m = 4,88$$

D(m) = Diamètre normalisé ;                      Q (m<sup>3</sup>/s) = Débits.

En tenant compte de service en route, la perte de charge est

- *Variation totale de pression le long de la porte rampe*

$$\Delta P_{pr} = \Delta H_{pr} - (E_{amont} - E_{aval}) \text{ avec,}$$

E amont : la cote amont de la rampe (m)

Eaval : la cote aval de la rampe (m)

$$\Delta H_{pr} [m] = \Delta H_{simple} (m) \times F \times L (m)$$

L = Longueur de la portion du porte rampe desservant les rampe considérée ;

F = Facteur de correction dont la valeur est fonction du nombre de points de sortie d'eau pris égale à 0,435 car 1 rampe fonctionne simultanément sur la porte rampe.

❖ **Conduite secondaire et principale**

▪ *Diamètre théorique des conduites :*

$$D_{conduite} (mm) = \sqrt{\frac{Q_{conduite} (m^3/h)}{V (m/s)}} \times 18,811$$

V = vitesse d'écoulement de l'eau (m/s) ≤ 1,7 m/s ;

Q = débit de la conduite (m<sup>3</sup>/s)

▪ *Perte de charge linéaire*

Elle a été déterminée par la formule de Calmon Lechapt

$$\Delta H_{simple} [m/m] = a \times \left( \frac{[Q (m^3/s)]^N}{[D(m)]^M} \right)$$

a, N et M les coefficients de Calmon Lechapt.

a = 1,101.10<sup>-3</sup> ; n = 1,84 ; m = 4,88

D(m) = Diamètre normalisé ; Q (m<sup>3</sup>/s) = Débits.

▪ *Variation totale de pression le long de la conduite principale du périmètre :*

*ΔP<sub>cp/cs</sub>*

$$\Delta P_{cp/cs} (m) = \Delta H_{conduite} (m) - (E_{amont} - E_{aval})$$

E<sub>amont</sub> : la cote amont de la rampe (m)

E<sub>aval</sub> : la cote aval de la rampe (m)

La perte de charge totale linéaire s'obtient par :

$$\Delta H_{conduite} [m] = \Delta H_{simple} (m/m) \times L_{conduite} (m)$$

L<sub>conduite</sub> = Longueur de la portion de conduite desservant le porte rampe considéré.

Porte rampe : PE PN6 DN75  
 Conduite secondaire PVC PN6 DN160  
 Conduite primaire PVC PN6 DN 200  
 principale PVC PN6 DN160/200

▪ *Vérification de la règle de Christiansen*

La somme des pertes de charge sur l'ensemble du périmètre ne doit pas dépasser 20% de la pression nominale des asperseurs.

$$\Delta P_{total} \leq 0.2 P_{nom} = \Delta H_{adm}$$

Avec:  $P_{nom}$  = Pression nominale des asperseurs,

$\Delta H_{adm}$  = Variation admissible de pression à ne pas dépasser sur l'ensemble du périmètre.

$\Delta P_{total}$  = la somme de la dénivelée totale ( $\Delta E$ ) et les pertes de charges par friction ( $\Delta H$ ) à l'intérieur du périmètre.

Le choix de l'asperseur nous donne une pression nominale  $P_{nom} = 25m$  avec  $0.2P_{nom} = 5m$  qui est supérieure à  $\Delta P_{total}$ . La condition de Christiansen est donc vérifiée.

*viii. Calcul de la hauteur manométrique*

La hauteur manométrique est une grandeur permettant de choisir la pompe convenable. Elle est calculée en tenant compte de toutes les pertes de charges du système, de la hauteur géométrique la plus contraignante, de la pression nominale et les pertes de charges des filtres et injection.

$$HMT = H_{total} + \Delta H_{geom} + \Delta H_{pieces} + \Delta H_{filtres, inject}$$

- $H_{total}(m) = P_{nom} + \Delta H_{total} + \Delta H_{trans} + \Delta H_{aspiration}$
- $\Delta H_{geom.} (m) = Z_{max} - Z_{eau}$
- $\Delta H_{pieces} (m) = 0.1(H_{total})$
- $\Delta H_{filtres, inject}$  : La perte de charge dans les filtres et le matériel d'injection varie de 5 à 7 m. nous prendrons  $\Delta H_{filtres, inject} = 6m$ .

Le calcul de ces différentes pertes de charges est consigné dans le tableau suivant.

Le diamètre de la canopée (canopy size) est considérée égale à 8 feet soit 2,4 m.

Cela correspond sur le graph à : 3 goutteurs de 1GPH (0,003785 m<sup>3</sup>/h)

$$N_{emit/pl} = \frac{Pl_{can}(Ft^2) \times 0,75}{Aw_{emit}(Ft^2)}$$

$N_{emit/pl}$  : nombre de goutteur de 1GPH par plante

$Pl_{can}$  : surface au sol de la canopée de la plante

$Aw_{emit}$  : aire mouillée = 1,13 m<sup>2</sup>

## b. Aspersion

### i. *Choix des asperseurs*

Le choix des asperseurs s'est fait suivant quatre critères :

❖ **Critère 1 : Dénivelé topographique et critère de Christiansen**

$$\Delta P_{\text{total}} \leq \frac{1}{5} P_{\text{nom}}$$

❖ **Critère 2 : Ecartement des asperseurs et diamètre mouillé**

Nous optons une configuration carrée pour tenir compte de la variabilité de la direction du vent soit  $e_{asp} = e_{rp}$ .

$K=0,5$  compte tenu de la vitesse max du vent= 3,7km/h

$e_{max}=3$  nous avons choisi un diviseur de la longueur de la parcelle ;

Donc  $D=6$  m

Vitesse max de vent : 3,7 Km/h pour une disposition carrée l'écartement max des asperseurs sera donc de 50% du diamètre mouillé  $D_{asp}=KxD$  avec  $K=0,5$ .

Pour  $e_{asp} \text{ max } =3$  alors  $D=6$ m

❖ **Critère 3 : pluviométrie de l'asperseur et l'infiltration du sol**

La pluviométrie de l'asperseur ne doit pas provoquer le ruissellement. Elle doit être inférieure à l'infiltration du sol en place.

❖ **Critère 4 : valeurs appropriées de T(j), Ts (h), Ns, Nrp,sim**

### ii. *Pluviométrie de l'asperseur en disposition carrée : Pasp (mm/h)*

$$P_{asp} \text{ (mm/h)} = \frac{1000 \times q_{asp} \text{ (m}^3\text{/h)}}{e_{rp}^2 \text{ (m}^2\text{)}}$$

$q_{asp}$  : Débit de l'asperseur

$e_{rp}$  : Écartement des asperseurs ou des rampes

▪ **Vérification de la pluviométrie de l'asperseurs**

La vérification de la pluviométrie de l'asperseur consiste à la comparer à la vitesse d'infiltration du sol. On se base sur le type de sol (nature du sol et la pente).

### iii. Débit de la rampe

Le débit des rampes est obtenu par la formule suivante :

$$Q_{rp}(l/s) = \frac{q_{asp}(m^3/h) \times N_{asp/rp}}{3,6}$$

$q_{asp}$  = Débit d'un asperseur ;

$N_{asp/rp}$  = Nombre d'asperseur par rampe ;

$Q_{rp}$  = Débit de la rampe.

### iv. Disposition des portes rampes, rampes et asperseurs

- Le nombre de rampe

$$N_{rp} = \frac{L_{parc}(m)}{e_{rp}(m)}$$

$N_{rp}$  = Nombre de rampe par parcelle ;

$L_{parc}$  = Largeur de la parcelle parallèle au porte rampe ;

$e_{rp}$  = Ecartement des rampes.

- Le nombre d'asperseurs

$$N_{asp/rp} = \frac{L_{rp}(m)}{e_{asp}(m)}$$

$N_{asp/rp}$  = Nombre d'asperseurs par rampes ;

$L_{rp}$  = Longueur de la rampe = Longueur de la parcelle/2 ;

$e_{asp}$  = Ecartement entre asperseurs .

### v. Dimensionnement des conduites

Les rampes et les portes rampes seront en polyéthylène (PE), les conduites (secondaires et primaires) en Aluminium.

#### ❖ Détermination des débits des conduites

- Le débit de rampes est calculé en fonction du nombre total d'asperseurs sur la rampe.

- Le débit des porte-lampes est fonction du nombre de rampes en fonctionnement simultanées.
- Le débit véhiculé qui est le débit qui transite à travers la conduite varie en fonction de la demande à l'aval de la conduite.
- Pour les conduites secondaires, il est égale à la somme des débits des portes rampes qui y sont connectées ;
- Pour les conduites primaires, c'est également la somme des débits des conduites secondaires connectées à la conduite primaire.
- **Diamètre de la conduite**

$$D_{théorique}(mm) = \sqrt{\frac{Q\left(\frac{m^3}{h}\right)}{V\left(\frac{m}{s}\right)}} \times 18,811$$

Le diamètre nominal ou diamètre commercial DN choisi est tel que :  $DN \geq D_{theoriaue}$  Q est le débit véhiculé par la conduite et V la vitesse maximale admissible, conformément au matériau constitutif des conduites (uPVC) est 1,7 m/s et de 2m/s pour les conduites en Aluminium.

**Les pertes de charges linéaires** : La perte de charge dans une conduite est fonction du débit qui la transite, de sa longueur et de sa section de la conduite (diamètre). Elle est calculée par la formule de Colebrook, Calmon et Lechapt.

$$\Delta H_{tube}(m) = a \times \frac{\left[Q\left(\frac{m^3}{s}\right)\right]^n}{[D(m)]^m} \times F \times L$$

- *F* : est le facteur de correction qui tient compte du nombre de points de sortie d'eau sur la conduite ;
- *a*, *n* et *m* sont les coefficients de la formule de Colebrook, Calmon et Lechapt qui est fonction des caractéristiques du matériau constitutif de la conduite (cf. cours).

#### ❖ **La pression admissible et le critère de CHRISTIANSEN :**

La variation de pression est égale à la pression admissible (20% de la pression nominale de l'asperseur) moins les pertes de charges cumulées sur la conduite. Ce critère consiste à vérifier l'uniformité d'arrosage sur les conduites installées dans le périmètre.

Il y a uniformité lorsque :

$$\Delta P_{reliquat} = \Delta H_{conduite} - (E_{amont} - E_{aval}) \leq \Delta P_{restant}$$

L'organigramme ci-dessous donne le processus de dimensionnement final du système

## ❖ Etude des conduites Rive Gauche

### vi. Calcul de la hauteur manométrique

La hauteur manométrique est une grandeur permettant de choisir la pompe convenable. Elle est calculée en tenant compte de toutes les pertes de charges du système, de la hauteur géométrique la plus contraignante, de la pression nominale et les pertes de charges des filtres et injection.

$$HMT = H_{total} + \Delta H_{geom} + \Delta H_{pieces} + \Delta H_{filtres, inject}$$

- $H_{total}(m) = P_{nom} + \Delta H_{total} + \Delta H_{trans} + \Delta H_{aspiration} + \Delta H_{support}$
- $\Delta H_{geom}(m) = Z_{max} - Z_{eau}$
- $\Delta H_{pieces} (m) = 0.1(H_{total})$
- $\Delta H_{filtres, inject}$  : La perte de charge dans les filtres et le matériel d'injection varie de 5 à 7 m. nous prendrons  $\Delta H_{filtres, inject} = 6m$ .

Le calcul de ces différentes pertes de charges est consigné dans le tableau suivant :

## 4. Organisation de l'irrigation

Le périmètre est subdivisé en deux, selon la rive, les cultures et les réseaux sont calés en fonction de la culture la plus contraignante dans chaque cas. L'irrigation sera organisée par rotation des rampes sur chacune des parcelles suivant un tour d'eau. Ainsi l'irrigation se fera par tour d'eau commun de deux (2) jours à l'échelle du périmètre suivant un calendrier défini.

### *Organisation de l'irrigation pour l'aspersion*

30ha de culture maraîchère par l'aspersion					
Date	Nombre de jour	Phase	Net Irr(mm)	Dose brute(mm)	Débit(l/s)
09 Sept-22Sept	14	Init	17.3	24.7	6
22Sept -10Nov	63	Dev	49.7	71.0	5,1
10Nov-26Nov	79	Mid	56.5	80.7	17,4
26Nov-11 Dec	94	Mid	56.3	80.5	18,6
11Déc-26 Dec	109	Mid	57.0	81.4	18,9
26Déc-10Janv	124	maturité	60.3	86.2	20,1
10Janv-29Janv	143	maturité	70.8	101.1	18,6

### *Organisation de l'irrigation pour le goutte à goutte*

50 ha de citron par le goutte à goutte					
Date	Nombre de jour	Phase	Net Irr(mm)		Débit (l/s)

				Dose brute (mm)	
09Sept-12 Dec	95	Développement	98.2	140.3	8,5
12Déc- 22janv	136	Développement	100.4	143.5	20,5
22Janv- 25 Feb	170	Croissance	98.7	141.0	24
25Féb-25Mars	198	Croissance	101.6	145.1	30
25Mars- 19 Apr	223	Croissance	98.5	140.8	32,5
19 Avr- 16 Mai	250	Croissance	102.3	146.1	31,5
16Mai- 16Juin	281	maturité	101.3	144.7	27

## 5. Bassin de décantation

L'eau du barrage est généralement chargée de matière en suspension, cela perturbe le fonctionnement des équipements surtout dans le cas de l'irrigation goutte à goutte. Pour assurer la pérennité des équipements nous proposons un bassin de décantation qui permettra la sédimentation des matières solides dans l'eau.

Pour son calcul, il peut être assimilé à un réservoir enterré. Les dimensions de cet ouvrage notamment sa profondeur et sa longueur doivent permettre aux particules de se déposer au fond du bassin.

### Hypothèses et principe de calcul :

Le bassin doit pouvoir résister à la poussée des terres et à la poussée hydrostatique. Dans ces conditions, deux cas peuvent se présenter : Au cas où le bassin est vide : Dans ce cas, la seule action à prendre en compte est la poussée des terres.

Au cas où le bassin est plein : Dans cette présente situation, le bassin est soumis à la fois à la poussée des terres et à l'action de l'eau qu'il contient.

Ainsi le bassin est dimensionné en fonction du cas le plus défavorable. Qui est le premier cas, à savoir quand le bassin est vide. En

effet, les parois du bassin sont plus sollicitées quand il est vide car elles (les parois) doivent résister à la poussée des terres par leur poids et les armatures présentes dans la paroi. Et quand il est plein, les deux actions (poussée des terres et hydrostatique) sont de sens opposé qui tentent plus ou moins à s'équilibrer, donc les parois sont moins sollicitées.

### a. Dimensionnement du bassin

Les dimensions du bassin sont consignées dans le tableau suivant.

#### i. Dimensions du bassin

*Caractéristiques du bassin*

Paramètres	Valeurs
Hauteur (m)	3
Longueur (m)	40
Largeur (m)	30
Volume (m <sup>3</sup> )	3600
Epaisseur du radier (cm)	40
Epaisseur des parois (cm)	30
Enrobage (cm)	3

**ii. Vérification de la sédimentation**

La plus petite particule considérée est de diamètre  $\Phi = 0,2\text{mm}$  avec une vitesse de chute  $V_c = 70$  km/h, le débit  $Q = 255,5 \text{ m}^3/\text{h}$

Les dimensions du bassin doivent vérifier l'inéquation suivante (cours procédé d'épuration Dr Yacouba KONATE 2ie) :

$$\frac{L}{V_h} > \frac{h}{V_c}$$

Avec :

L : la longueur du bassin ; h : la profondeur du bassin ;  $V_h$  : la vitesse horizontale

$V_c$  : la vitesse de chute

L/ $V_h$	h/ $V_c$
14,09001957	0,042857143

**iii. Dimensionnement des armatures**

*Ferraillage des parois*

Aciers principaux		
	face extérieure	face intérieure
section d'acier (cm <sup>2</sup> )	18,17	18,17
diamètre des aciers (mm)	20	20
nombre de barres	6	6
espacements (cm)	50	50
Aciers de répartition		
	face extérieure	face intérieure
section des aciers (cm <sup>2</sup> )	6,06	6,06
diamètre des aciers (mm)	14	14
nombre de barres	4	4

espacements (cm)	75	75
------------------	----	----

Tableau récapitulatif des aciers du radier

Radier	Acier					
	Aciers Longitudinaux (Suivant x)			(Aciers Transversaux Suivant Y)		
	Section (cm <sup>2</sup> )	Aciers	Espacement (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	Aciers	Espacement (cm)
	3.375	5HA10	19	3.375	5HA10	19

## 6. Dimensionnement de la prise d'eau ; de la conduite d'amenée d'eau et de vidange

Un ouvrage de vidange combiné à une prise d'eau sera réalisé pour les vidanges d'entretien ou de nécessité du barrage et pour des prélèvements d'eau en faveur des périmètres aménagés. Nous optons pour une vidange à écoulement libre qui sera constitué d'un tuyau cylindrique en acier. Pour l'aération de l'écoulement dans la conduite, on prévoira un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit. Les caractéristiques de la conduite de vidange sont déterminées à partir de l'abaque (*Figure 2.38 : Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement à surface libre [4]*).

L'usage de l'abaque permet d'adopter un débit de 1.1 m<sup>3</sup>/s avec une pente 1/200 pour un remplissage de 80 % de la conduite en fonte d'acier de diamètre 800 mm.

On la placera sous la rive droite sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de 0,20 m d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille. Puis on referme ensuite le remblai en le compactant.

De l'amont vers l'aval, l'ouvrage de vidange se compose des parties suivantes :

- Un bac de réception amont en béton armé fermé par une grille à mailles serrés de fabrication locale en fer T12 avec cadenas muni d'un escalier de descente en fer D12.
- Une conduite de diamètre D800 en acier traversant le corps de la digue et enrobé dans un massif en béton ordinaire de 0,2m d'épaisseur et dont les différents éléments sont joints par des brides boulonnées. La conduite est protégée en l'amont par une crépine qui pourra être fabriqué sur place avec du fer D10. Au milieu de la digue deux écrans

anti-renard en béton armé sont prévus pour renforcer l'étanchéité et éviter les percolations préférentielles le long de la conduite.

- Un bac de réception en aval en béton armé comprenant une chambre de vanne, une chambre de réception, un mur à impact également en béton destiné à briser l'énergie de l'eau et deux échelles de descente en fer D12. La chambre des vannes est fermée par une grille de fabrication locale en fer T12

La prise d'eau sera combinée à la vidange, elle sera en acier et de diamètre inférieur à la conduite de vidange dans laquelle elle sera glissée. Ces caractéristiques sont obtenus à partir de l'abaque (*Figure 2.38 : Abaque pour le choix d'une conduite de vidange à écoulement à surface libre [4]*).

Nous aurons une conduite en acier de diamètre 600 mm un débit de 0.5 m<sup>3</sup>/s avec une pente 1/200 pour un remplissage de 80 %.

Méthode numérique donne avec la formule de Manning Strickler.

#### Caractéristiques de la prise d'eau

Paramètres	Valeurs
Coefficient de Manning Strickler K en fonte d'acier	80
Surface mouillée Sm (m <sup>2</sup> )	0.226
Pente I	0.005
Tirant d'eau y (m)	0.48
Rayon hydraulique Rh (m)	0.24
Débit de la conduite Qp (m <sup>3</sup> /s)	0.5

Position vis-à-vis du déversoir	Cote d'entrée amont(m)	Cote digue(m)	Hauteur digue au profil(m)	Cote déversoir (m)	Hauteur d'eau (m)	Longueur conduite (m)	Cote TN aval
Rive droite	296.6	303	7	301	5	50	296

## 7. Drainage du périmètre irrigué

### a. Conception et dimensionnement des colatures

#### i. Choix du type de drainage

Le drainage permet d'éliminer l'excès d'eau. Cette eau peut être d'origine intérieur ou extérieur. Comme apport extérieur on peut noter les eaux de ruissellement et les eaux souterraines. La plus grande profondeur d'enracinement dans l'aménagement pour l'aspersion est celle de la tomate, qui est de 0,8m et pour le goutte à goutte c'est le citron avec une profondeur racinaire de 1,5m. La profondeur moyenne de la nappe phréatique dans la zone d'étude est de 18 m.

Cette grande différence de profondeur entre la nappe et l'enracinement des plantes permet de se passer d'un système de drainage de subsurface. La quantité d'eau ruisselée sera considérablement réduite grâce au système d'irrigation utilisé.

Ainsi un drain qui est en mesure d'évacuer les eaux pluviales devrait alors être capable de drainer les eaux d'irrigation ruisselées. En plus un débit de drainage pour l'entretien des rampes en fin de campagne est prévus (purges). Ce débit pris égale au débit nécessaire pour assurer le fonctionnement simultané de 2 rampes par ha.

## **ii. Détermination du débit de projet**

Pour les petits et moyens périmètres, il est conseillé de dimensionner les colatures avec la crue décennale.

### ❖ **Lame d'eau ruisselée**

La lame d'eau ruisselée est fonction du coefficient de ruissellement. Ce coefficient est défini dans la méthode ORSTOM par une fonction de la géologie et de la pluie annuelle moyenne.

Nous avons retenu la relation valable pour les argiles :

$$Kr = 300 * P^{(-0,3)}$$

Kr : Coefficient de ruissellement décennal

P : Pluie moyenne annuelle (mm), soit P= 653 mm

$$Kr = 42,92\%$$

La lame d'eau ruisselée vaut alors :

$$Lruis = P_{j10} * Kr = 40,26 \text{ mm}$$

Pj10 : Pluie journalière décennal, soit Pj10=93,8 mm

### ❖ **Débit sur les rives gauche et droite amont :**

$$Q(m^3/s) = Lruis * \frac{S}{24 * 2600}$$

Q : débit évacué en m<sup>3</sup> /s

Lruis : Lame d'eau ruisselée en m<sup>3</sup> /ha, soit 402,58 ha

S : Surface collectée par le drain (ha), soit 25 ha

$$Q = 0,16 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{ha}$$

❖ Débit sur la rive gauche aval

Q : débit évacué en m<sup>3</sup>/s  
 Lruis : lame d'eau ruisselée en m<sup>3</sup>/ha, soit 402,58 ha  
 S : Surface collectée par le drain (ha), soit 10 ha

$$Q = 0,065 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{ha}$$

❖ Débit sur la rive droite aval :

Q : débit évacué en m<sup>3</sup>/s  
 Lruis : lame d'eau ruisselée en m<sup>3</sup>/ha, soit 402,58 ha  
 S : Surface collectée par le drain (ha), soit 20 ha

$$Q = 0,13 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{ha}$$

iii. *Dimensionnement des colatures*

Des conduites trapézoïdales s'avèrent plus adéquates car elles pourront permettre de stabiliser les berges du canal et d'éviter les tassements. Une pente de 45° (soit un fruit m = 1) sera alors choisie.

S'agissant des dimensions des colatures, l'option idéale sera de les dimensionner comme des conduites hydrauliquement favorables. Mais par souci d'homogénéiser les profondeurs des drains, il a été choisi de fixer ce dernier afin de déterminer la largeur en miroir. La formule utilisée est celle des Manning-Strickler :

$$Q\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right) = Ks * S^{\frac{5}{3}} * P^{-\frac{2}{3}} * \sqrt{I}$$

❖ Rive gauche et Rive droite amont

**Dimensions des colatures en rive droite et gauche amont**

tronçon AB (rive gauche amont)	1600 m
tronçon A'B' (rive gauche amont)	200 m
tronçon A''B'' (rive gauche amont)	200 m

tronçon CD (rive droite amont)	1600 m
tronçon C'D'(rive droite amont)	200 m
tronçon C''D'' (rive gauche amont)	200 m

**Paramètres de calcul des dimensions de colatures**

Ks	I	P(m)	b(m)	S (m <sup>2</sup> )	m	Q (m <sup>3</sup> /s)	Rh(m)	R(m)	H(m)
40	0,002	2,061	1,5	0,2901	1	0,1613	0,17336	0,3	0,4734

❖ Rive gauche aval

*Dimensions des colatures en rive gauche aval*

tronçon EF (rive gauche aval) m	500
tronçon E'F'(rive gauche aval) m	250
tronçon E''F'' (rive gauche aval) m	250

**Paramètres de calcul des colatures**

Ks	I	P(m)	b(m)	S (m <sup>2</sup> )	m	Q (m <sup>3</sup> /s)	Rh(m)	R(m)	H(m)
40	0,002	1,412	1	0,143	1	0,065	0,127	0,3	0,427

❖ Rive droite aval

tronçon GH (rive droite aval) m	1000
tronçon G'H' (rive droite aval) m	250
tronçon G''H'' (rive droite aval) m	250

**Paramètres de calcul des colatures**

Ks	I	P(m)	b(m)	S (m <sup>2</sup> )	m	Q (m <sup>3</sup> /s)	Rh(m)	R(m)	H(m)
40	0,002	1,995	1,5	0,2524	1	0,129	0,1527	0,3	0,453

## 8. Station de pompage

### a. Choix du type de disposition

La station de pompage permet d'amener l'eau d'irrigation de la retenue (barrage, rivière...) vers les parcelles. Ainsi, le choix du type de station tient compte des contraintes de la variation du niveau d'eau (le marnage), du débit solide, du type de fondation ainsi que l'exposition au vent (cours Pompe 1, ADRIANISSA 2016).

L'analyse globale de la disposition a été basée sur l'attribution de score. La scorification est indiquée dans le tableau ci-dessous.

#### Choix de la disposition de la pompe

Disposition	Marnage (m) = 1.8	débit solide (m3/s) = sable	Type de fondation	Exposition au vent	Score final
	0 à 2	sable	Vases	peu exposé	
En charge	Bien adaptée	Possible	Possible	Possible	4
En aspiration	Bien adaptée	Possible	Déconseillée	Possible	3
Tour	Bien adaptée	Bien adaptée	Déconseillée	Bien adaptée	3
Estacade	Bien adaptée	Bien adaptée	Bien adaptée	Bien adaptée	4
Exhaure-reprise	Possible	déconseillée	Bien adaptée	Possible	3
Flottante	Possible	déconseillée	Bien adaptée	déconseillée	2

D'après l'analyse de la matrice nous optons la disposition en charge. Cette disposition constitue l'idéale en matière de pompage d'eau car elle permet d'être dans une sécurité par rapport à plusieurs contraintes de fonctionnement de la station comme la cavitation. Aussi elle offre le privilège d'éviter les éventuels catastrophes naturels susceptibles de survenir et d'endommager notre future installation. En fin ce mode d'installation va nous permettre de sécuriser la station dans un local.

### b. Dimensionnement et choix des pompes

#### i. La hauteur manométrique totale

La Hauteur Manométrique totale HMT est calculée par la formule suivante :

$$HMT = H_{totale} (m) + \Delta H_{géo} (m) + \Delta H_{pièces} (m) + \Delta H_{filtre,inj} (m) + \Delta H_{aspiration}$$

$\Delta H_{aspiration}$  : est la perte de charge dans la conduite d'aspiration considérée égale à 0,56

$\Delta H_{filtres, inj}$  : Les pertes de charge dans les filtres et les injecteurs évaluées à 6 m environ

$\Delta H_{géom.}$  : La hauteur géométrique de refoulement la plus contraignante évaluée à 2 m ;

$\Delta H$  pièces : Les pertes de charge dans les pièces de connexion (tés, coudes, vannes...) estimées 10% de H totale (4,68m);

$\Delta H$  support : Les pertes de charge dans le support élévatoire de l'asperseur (0,25m) ;

$\Delta H$  support = Hsupport\*0,25 = 0,25m, avec des asperseurs surélevés de 0.46m au-dessus du sol ;

**Paramètres des réseaux d'irrigation amont et aval**

	AVAL		AMONT	
	Rive gauche	Rive droite	Rive gauche	Rive droite
<b>HMT (m)</b>	41,8	43,07	47,4	48,12
<b>Q (m<sup>3</sup>/h)</b>	40.5	81	20.44	20.44
<b>P (kw)</b>	13.6	27	7.7	7.8

**ii. Le NPSH requis et disponible**

Le NPSH (Net Positive Suction Head) est la marge de pression absolue disponible à l'entrée de la pompe en l'aspiration par rapport à la pression de vapeur saturante.

Le NPSH requis donné par le constructeur doit être inférieur au NPSH disponible pour éviter le phénomène de cavitation qui est récurrent dans les installations de pompage, provoquant les baisses de puissance de la pompe et même de sa destruction.

La NPSHd est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$NPSHd(m) = \frac{PA}{\rho g} - \frac{Ps}{\rho g} - Ha - pdc$$

PA : pression atmosphérique égale à 105 Pascal ; Ps/ρg: pression de service 0.23 m

ρ : Masse volumique de l'eau 1000 g/m<sup>3</sup> ; g : pesanteur 9.81 m/s<sup>2</sup>

Ha : hauteur d'aspiration (Zpompe - Zeau) ; Pdc : pertes de charges (linéaires et singulières) par la même formule que pour les conduites.

	PA/g* ρ	Ps/g*ρ			
	10,70336391	0,23			
RGAV	<b>3,217036556</b>	<b>Pdc</b>	4,25632736	<b>Ha</b>	2
RGAM	<b>3,193560578</b>		4,27980334		2
RDAV	<b>5,013726927</b>		4,45963699		1
RDAM	<b>2,511525309</b>		4,96183861		3

### Détermination du NPSHd

NPSHd (m)			
Rive gauche aval	Rive droite aval	Rive gauche amont	Rive droite amont
3,2	5,01	3,19	2,5

### iii. Choix des pompes

La HMT, la NPSH disponible et le débit ont permis de déterminer la plage de fonctionnement des pompes et leurs caractéristiques à partir d'abaque du catalogue *NOLH\_NT\_50Hz*.

#### ❖ Rive Gauche et droite Aval

Pour satisfaire les besoins en eau d'irrigation de la rive gauche aval nous allons installer 2 pompes de 160 m<sup>3</sup>/h et de 62 m<sup>3</sup>/h, pour satisfaire respectivement le débit de 81 m<sup>3</sup>/h pour la rive droite aval et 40.5 m<sup>3</sup>/h pour la rive gauche aval.

#### ❖ Rive Gauche et droite Amont

Pour satisfaire les besoins en eau d'irrigation des deux rives en amont de la digue qui sont de 20.44 m<sup>3</sup>/h pour chaque rive ; nous installerons deux pompes de débit chacun de 28 m<sup>3</sup>/h.

## c. Choix du type d'alimentation

Ci-après une analyse sommaire entre l'énergie thermique et le photovoltaïque.

### Choix du type d'alimentation

Paramètres	source Thermique	Photovoltaïque
Cout à l'installation	faible	élevé
Entretien	nécessaire	Pas nécessaire
Cout d'entretien	Elevé	Faible
Par rapport aux objectifs des ODD	Pas conseillé	Conseiller

## d. Choix des groupes électrogènes

La puissance totale du groupe électrogène doit couvrir la demande énergétique de la pompe installée. Ainsi nous avons une puissance : **P = 22 kW pour la rive gauche et P= 50kw pour la rive droite.**

Le choix à porter sur la sélection des groupes électrogène triphasé suivant :

Il est supposé qu'un mois fait 30 jours et que l'arrosage couvre 8 mois (**N<sub>j</sub>=240 jours**) d'irrigation au total.

D'où la quantité de carburant à utiliser sera :

$$V_{carb} = N_{h/j} * N * 7,2$$

*N<sub>h/j</sub> : le nombre d'heure d'arrosage par jour = 19.8h ;*

$$V_{carb} = (19.8 * 240 * 5) + (19.8 * 240 * 6.6) = 55\ 123\ l$$

On aura donc une consommation annuelle d'environ 55.123 m<sup>3</sup> de carburant pour l'ensemble de l'aménagement.

# Annexe XIV : SOLAIRE PHOTOVOLTAIQUE (pour mémoire)

## 1. Solaire photovoltaïque (pour mémoire)

### a. Besoins journaliers

Ces besoins sont détaillés dans le tableau suivant :

*Détermination des Besoins max journaliers*

	Rive Gauche Aval	Rive Droite Aval	Rive Gauche Amont	Rive Droite Amont
p(Kw)	13.5	27.6	7.7	7.8
n(%)	67%	73%	64%	64%
Pa(Kw)	20.14	37,8	12.03	12,18
<b>Pacorr(Kw)</b>	<b>23,69</b>	<b>44.47</b>	<b>14,15</b>	<b>14,34</b>
Bj (Kwh/j)	469.14	880.7	280.17	283.9

### i. Choix de l'onduleur



Item #	Cell Type 12 volt	Capacity @ 20hr rate	Dimensions L"xW"x25"H	Weight lbs	Price
40-570	SO-6-85-17	845Ah	40 x 7.75	742	\$4,286
40-571	SO-6-85-19	950Ah	40 x 8.25	808	\$4,478
40-572	SO-6-85-21	1055Ah	40 x 8.75	880	\$4,798
40-573	SO-6-85-23	1160Ah	40 x 9.0	959	\$5,326
40-574	SO-6-85-25	1270Ah	40 x 10.25	1036	\$5,524
40-575	SO-6-85-27	1375Ah	40 x 11.25	1102	\$5,965
40-576	SO-6-85-31	1585Ah	40 x 12.75	1252	\$7,982
40-577	SO-6-85-33	1690Ah	40 x 13.5	1336	\$7,151
40-578	SO-6-100-33	1990Ah	40 x 13.5 x 28	1550	\$8,419
40-579	SO-6-125-33	2490Ah	40 x 13.5 x 33	1698	\$9,678

On a :

*Onduleur*

*Détermination de nombre de branchement parallèle*

	Rive Gauche Aval	Rive Droite Aval	Rive Gauche Amont	Rive Droite Amont
P <sub>ond</sub> (Kva)	52.5	131.25	30	30
C <sub>bat min</sub> (Ah)	Rive gauche		Rive droite	
	103 000		307 406	

Le nombre de branches en parallèles rive gauche est de  $N_{bp} = \frac{C_{bat\ min}}{C_{acc}} = \frac{103000}{2490} = 41$

Le nombre de branches en parallèles rive droite est de  $N_{bp} = \frac{C_{bat\ min}}{C_{acc}} = \frac{307406}{2490} = 123$

### ii. Estimation du champ photovoltaïque

*Puissance min champ photovoltaïque*

	Rive Gauche Aval et Amont	Rive Droite Aval et Amont
Pc min (Wc)	558 870	1 049 107

**iii. Choix du type de panneau**

Le choix sera porté sur des modules de types SCHOTT ACI 89, les caractéristiques de ces panneaux à 1000W/m<sup>2</sup> sont :

**Electrical data**  
 Electrical data refer to Standard Test Conditions (STC):  
 Irradiance 1000 W/m<sup>2</sup>, spectrum Air Mass 1.5 and cell temperature 25°C

Product name	SCHOTT ASI™ 78		SCHOTT ASI™ 81		SCHOTT ASI™ 86		SCHOTT ASI™ 89	
	stabilised value	initial value						
Nominal power [Wp] P <sub>nom</sub>	78	95	81	99	86	105	89	109
Voltage at nominal power [V] U <sub>mpp</sub>	17.0	19.0	17.1	19.0	17.2	19.0	17.3	19.0
Current at nominal power [A] I <sub>mpp</sub>	4.58	5.00	4.73	5.20	5.00	5.50	5.15	5.70
Open-circuit voltage [V] U <sub>oc</sub>	22.8	23.7	23.0	24.0	23.3	24.3	23.5	24.5
Short-circuit current [A] I <sub>sc</sub>	5.72	5.90	5.82	6.00	5.92	6.10	6.01	6.20
Modular efficiency level (%) η	5.4		5.6		5.9		6.1	

*Rating tolerance for power output is ± 4 % and rating tolerance for all other parameters is ± 10 %.*

*Choix du type de panneau*

**iv. Le nombre de modules en série**

La tension recommandée est fonction de la puissance du champ photovoltaïque, La tension du générateur est choisie en fonction de la puissance de la pompe. Pour une puissance supérieure à 10 kW, une tension supérieure à 48V est recommandée. Nous avons choisi une tension du générateur de 380 V.

$$N_{MS} = \frac{V_{gen}}{V_N} = \frac{380}{12} = 31,6 \text{ nous retiendrons } 32$$

**b. Etude comparative entre du prix de revient du groupe électrogène et le système solaire**

Le tableau ci-dessous fait une comparaison en termes de prix entre le fonctionnement des groupes électrogènes et celui du système photovoltaïque pendant 10ans.

*Etude comparative des prix de chaque groupe*

	Groupe Électrogène	Système Photovoltaïque	
		Prix/ha	Prix Total
Coût d'achat	39 240 000	10 775 214	797 365 836
Coût d'installation	3 500 000		9 500 000
Fonctionnement annuelle	24 624 000		

<i>Fonctionnement dans 10 ans</i>	246 240 000		
<i>Cout entretien annuelle</i>	2 462 400		1 200 000
<i>cout entretien dans 10 ans</i>	24 624 000		12 000 000
<i>Total investissement dans 10 ans</i>	313 604 000		818 865 836

Il en ressort que l'utilisation de groupe électrogène semble plus rentable car pour le PV, on a un coût d'investissement d'environ **819 millions** contre **314 millions** pour le groupe électrogène.

# **PARTIE 1: PIECES DESSINEES**

Pièce 1	Plan de masse de la cuvette
Pièce 2	Plan de la digue
Pièce 3	Infiltration dans la digue
Pièce 4	Coupe sur l'évacuateur de crue
Pièce 5	Plan de la station de pompage et locaux
Pièce 6	Plan des locaux
Pièce 7	Plan de l'aménagement
Pièce 8	Plan de configuration des conduites de l'aménagement
Pièce 9	Profil en long des colatures autour du périmètre et des pistes de circulation

