



Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement  
International Institute for Water and Environmental Engineering



ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Pour l'obtention du diplôme de DESS en Eau pour l'Agriculture et  
l'Approvisionnement des Communauté à l'Institut International de l'Eau et de  
l'Environnement de Ouagadougou

**Thème** : Etude de l'aménagement Hydro agricole du bas fond de  
Buyo.

**Option** : Aménagement Hydro agricole

Décembre 2006

**Conduit et réalisé par:**

SOMBO Sopie Zita Clémence

2IE - FPU/EAC/AH Promotion 2005-2006

## SOMMAIRE

<b>AVANT PROPOS</b> .....	<b>7</b>
<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>8</b>
<b>1<sup>ère</sup> PARTIE : PRESENTATIONS GENERALES ET METHODOLOGIE</b> .....	<b>9</b>
<b>CHAPITRE 1 : Présentations générales</b> .....	<b>10</b>
<b>1. La présentation de la structure d'accueil</b> .....	<b>10</b>
1.1. Le BNETD .....	10
1.1.1 Les missions du BNETD.....	10
1.1.2. L'organisation au sein du BNETD.....	11
1.2. Le département de l'Agriculture et de l'Aménagement Rural (DAAR).....	12
<b>2. La localisation de la zone d'étude</b> .....	<b>13</b>
<b>3. Le milieu physique de la zone d'étude</b> .....	<b>13</b>
3.1. Le climat.....	13
3.1.1. La pluviométrie .....	13
3.1.2. L'évapotranspiration potentielle .....	14
3.2. La végétation .....	14
3.3. L'hydrographie.....	14
<b>CHAPITRE 2 : La méthodologie</b> .....	<b>15</b>
<b>1. La revue documentaire</b> .....	<b>15</b>
<b>2. Le diagnostic</b> .....	<b>15</b>
<b>3. Les études de base</b> .....	<b>16</b>
3.1. Les études topographiques .....	16
3.2. Les études pédologiques.....	16
3.3. Les études hydrologiques .....	16
<b>4. L'avant projet détaillé</b> .....	<b>17</b>
<b>2<sup>ème</sup> PARTIE : LES ETUDES DIAGNOSTIQUES ET DE BASE</b> .....	<b>18</b>
<b>CHAPITRE 3 : Les études diagnostiques</b> .....	<b>19</b>
<b>1. L'hydrologie</b> .....	<b>19</b>
<b>2. La mise en valeur actuelle des terres</b> .....	<b>19</b>
<b>3. La pratique culturale sur le périmètre</b> .....	<b>20</b>
<b>4. Les réseaux hydrauliques et de circulation</b> .....	<b>20</b>
4.1. Les réseaux hydrauliques .....	20
4.2. Le réseau de circulation.....	21
<b>5. La gestion du périmètre</b> .....	<b>21</b>
<b>6. Les propositions d'aménagement</b> .....	<b>21</b>
6.1 Le canevas de l'aménagement.....	21
6.2. Les ouvrages hydrauliques .....	22
<b>7. Les infrastructures et les équipements divers</b> .....	<b>22</b>
<b>CHAPITRE 4 : Les études de base</b> .....	<b>23</b>
<b>1. Les études topographiques</b> .....	<b>23</b>
1.1. Le matériel de travail.....	23
1.2. La réalisation du levé topographique .....	24
1.3. Les résultats.....	25
<b>2. Les études pédologiques</b> .....	<b>25</b>
2.1 Le matériel de travail.....	25
2.2. La méthode de travail sur le terrain.....	26
2.3. Les résultats.....	26

<b>3. Les études hydrologiques .....</b>	<b>26</b>
3.1. La description des bassins versants .....	27
3.2. Les résultats.....	27
3.2.1. Les apports .....	27
3.2.2. Le débit de crue .....	27
3.2.2.1. La méthode CIEH EIER.....	28
3.2.2.2. La méthode ORSTOM .....	28
3.2.3. La méthode choisie pour le calcul de la crue décennale .....	28
<b>4. Les besoins en eau des cultures.....</b>	<b>29</b>
<b>3<sup>ème</sup> PARTIE : L'AVANT PROJET DETAILLE (APD).....</b>	<b>32</b>
<b>CHAPITRE 5 : La conception de l'aménagement.....</b>	<b>33</b>
<b>1. Le système d'irrigation.....</b>	<b>33</b>
1.1. Description et justification .....	33
1.2. Le mode de distribution de l'eau à la parcelle .....	33
<b>2. Les paramètres d'irrigation .....</b>	<b>33</b>
2.1 Le débit fictif continu (DFC) .....	33
2.2. Le débit maximum de pointe (DMP) .....	34
2.3. Le module d'irrigation ou la main d'eau (m).....	34
2.4. Le quartier hydraulique (W).....	35
2.5. La rotation (R).....	36
2.6. La durée du poste d'irrigation (t) à l'hectare.....	36
<b>3. Les ouvrages de prise d'eau dans le lac du barrage .....</b>	<b>37</b>
3.1. La prise par siphonnage.....	37
3.2. La prise par pompage .....	38
<b>4. L'ouvrage principal de prise d'eau en rivière (PFE) .....</b>	<b>38</b>
4.1. La description des PFE.....	39
4.2. La conception hydraulique .....	39
4.3. La conception hydrologique.....	40
4.4. La stabilité de la PFE .....	40
<b>5. Description du canevas d'irrigation .....</b>	<b>40</b>
5.1. Le réseau d'irrigation .....	41
5.1.1. Les canaux primaires.....	41
5.1.2. Les canaux secondaires .....	42
5.1.3. Les prises directes .....	44
5.2. Le réseau de drainage .....	44
5.2.1. Le drain principal .....	44
5.2.2. Les drains secondaires.....	45
5.3 Le réseau de circulation.....	45
<b>6. Description des ouvrages d'irrigation.....</b>	<b>46</b>
6.1. Les ouvrages de prise sur les canaux d'irrigation .....	46
6.1.1. Les prises sur les canaux primaires .....	46
6.1.2. Les prises sur les canaux secondaires .....	46
6.1.3. Les seuils amovibles.....	46
6.2. Les ouvrages de vidange .....	47
6.3. Les ouvrages de chute .....	47
<b>CHAPITRE 6 : L'aménagement des blocs d'irrigation et les équipements divers</b>	<b>48</b>
<b>1. Défrichement et essouchement .....</b>	<b>48</b>

---

---

<b>2. Mise en forme des parcelles .....</b>	<b>48</b>
<b>3. Les équipements divers .....</b>	<b>48</b>
<b>CHAPITRE 7 : Le métré et le devis estimatif de l'aménagement.....</b>	<b>49</b>
<b>1. Le métré des canaux .....</b>	<b>49</b>
<b>2. Le devis quantitatif et estimatif de l'aménagement.....</b>	<b>51</b>
<b>CONCLUSION .....</b>	<b>53</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>54</b>
<b>NOTES DE CALCUL.....</b>	<b>55</b>
<b>ANNEXE 1 : Estimation des apports et des crues .....</b>	<b>55</b>
<b>ANNEXE 2 : Les besoins en eau.....</b>	<b>59</b>
<b>ANNEXE 3 : Les Prises au Fil d'eau (PFE) .....</b>	<b>62</b>
<b>ANNEXE 4 : Les ouvrages de prise dans le lac du barrage.....</b>	<b>63</b>
<b>ANNEXE 5 : Les réseaux d'irrigation et de drainage.....</b>	<b>67</b>
<b>ANNEXE 6 : Les ouvrages d'irrigation.....</b>	<b>70</b>
<b>ANNEXE 7 : Les ouvrages de chutes .....</b>	<b>72</b>
<b>TABLEAUX ET FIGURES .....</b>	<b>73</b>

**FICHE TECHNIQUE DE L'AMENAGEMENT DU BAS FOND DE BUYO****GENERALITES**

Localisation	: Sud de la ville de Buyo, département de Soubré dans la région du Bas Sassandra
Coordonnées du site	: 06°15'16''N 07°00'00''W
Rivière	: Gbli
Climat	: Subtropical de transition avec deux saisons
Pluie	: 1474 mm
ETP	: 1282 mm

**HYDROLOGIE**

Bassins versants	: BV1=5,33 Km <sup>2</sup> ; BV2=1,60 Km <sup>2</sup> ; BV3=1,75 Km <sup>2</sup> et BV4= 11,38 Km <sup>2</sup> (carte IGN Daloa 1a et 1c et Guiglo 2d)
Catégorie des bassins versants	: R3P3
Crues décennales	: BV1= 20 m <sup>3</sup> /s ; BV2= 12 m <sup>3</sup> /s ; BV3= 11 m <sup>3</sup> /s et BV4= 37 m <sup>3</sup> /s
Apports moyens annuels	: BV1= 1 081 670,2 m <sup>3</sup> ; BV2= 355 145 m <sup>3</sup> ; BV3= 537 791 m <sup>3</sup> et BV4= 2 309 457,2 m <sup>3</sup>
Débit prélevé	: 640 l/s

**AMENAGEMENT**

Superficie aménagée	: 114,7 ha
Module d'irrigation	: 20 l/s
Débit fictif continu (DFC)	: 2,11 l/s/ha
Débit maximum de pointe (DMP)	: 4,91 l/s/ha
Culture pratiquée	: Le riz en trois cycles d'une durée de 100 jours
Ouvrage de prise au fil d'eau (PFE)	: Dix (10) PFE
Ouvrage de prise dans le lac du barrage	: Deux (02) siphons et une station de pompage
Revêtement du réseau d'irrigation	: Canaux en terre de section trapézoïdale
Réseau primaire:	: 16 canaux primaires dont 7 en rive droite et 9 en rive gauche pour une longueur totale de 18 362 m
Réseau secondaire	: 48 canaux secondaires pour une longueur totale de 4 496 m
Prises directes sur les canaux primaires	: 72 prises directes
Drains principaux	: Trois (03) drains principaux : DP1= 7 191 m : DP2= 1 904 m : DP3= 2 328 m
Drains secondaires	: 104 drains secondaires pour une longueur totale de 6 511 m
Système et mode d'irrigation	: Irrigation gravitaire par submersion continue au tour ou par rotation
Nombre de quartiers hydrauliques	: 32 quartiers hydrauliques avec des parcelles dont la superficie est égale à 0,25 ha

## **AVANT PROPOS**

Notre mémoire a été réalisé dans le but de l'obtention du Master spécialisé en Eau pour l'Agriculture et l'Approvisionnement des Communautés (EAC). La formation se déroule au groupe des écoles EIER-ETHSER à Ouagadougou (Burkina Faso) et dure 18 mois.

Notre travail porte sur « L'étude de l'aménagement hydro agricole du bas fond de Buyo ». Cette étude a été effective grâce à la bienveillance d'un nombre de personnes qui nous ont aidé.

Nous voudrions ainsi adresser nos sincères remerciements :

- à Monsieur EPONOU Thomas, directeur du département de l'Agriculture et de l'Aménagement Rural (DAAR), qui a bien voulu nous accueillir dans son département.
- à Monsieur AKRE Ezékiel, responsable du secteur Aménagement Rural (SAR) pour ses conseils, ses critiques et sa disponibilité.
- à Monsieur TOURE Gnininkanhombron, chef de mission, mon maître de stage pour l'aide et les conseils qu'il nous a généreusement donné. Ce travail n'aurait pas été réalisé sans son concours. Merci pour votre patience.
- à tout le personnel du département de l'Agriculture et de l'Aménagement Rural (DAAR) pour leurs remarques, leurs conseils et leurs disponibilités.
- aux équipes de topographie et de pédologie avec lesquelles nous étions en mission à Buyo.
- aux exploitants du périmètre de Buyo qui ont participé à nos différentes rencontres sur le terrain.

Nos remerciements vont également à l'endroit de notre famille et tous nos amis pour leur soutien spirituel, moral et financier.

Nous voudrions témoigner toute notre reconnaissance à Dieu, le Tout Puissant, le Dieu de la connaissance pour sa protection.

## INTRODUCTION

Notre étude porte sur l'étude de l'aménagement hydro agricole du bas fond de Buyo. La ville de Buyo est située au sud ouest de la Côte d'Ivoire, dans la région du bas Sassandra.

En effet, l'agriculture constitue la base de l'économie ivoirienne et la principale source de croissance.

Le secteur agricole représente 34% du PIB et fournit les deux tiers des emplois nationaux. Conscient de la prépondérance du secteur agricole, le gouvernement a adopté un plan directeur de développement agricole (1992-2015) dont les objectifs sont les suivants :

- améliorer la productivité et la compétitivité du secteur agricole
- rechercher l'auto suffisance et la sécurité alimentaire
- diversifier les productions agricoles.

Notre étude est une partie intégrante du programme KR2 destiné à la relance de la production rizicole et qui permet d'atteindre ces objectifs. Il participe à l'augmentation de la production vivrière en générale et de la production rizicole en particulier.

L'objectif principal de notre étude est de : « réaliser un avant projet détaillé pour l'aménagement des terres de bas fond pour la riziculture irriguée. »

En harmonie avec notre objectif fixé, l'organisation de ce mémoire comporte trois parties :

- la première partie porte sur les généralités et la méthodologie adoptée pour la rédaction de ce mémoire.
- La deuxième partie présente les études nécessaires pour un aménagement hydro agricole à savoir les études diagnostiques et celles de base.
- La troisième partie présente l'avant projet détaillé du bas fond (APD).

Nous terminerons notre mémoire par une conclusion, les références bibliographiques et les notes de calcul ainsi que les tableaux résumant les données et les résultats des calculs.



**1ère partie : PRESENTATIONS GENERALES ET  
METHODOLOGIE**

---

---

## **CHAPITRE 1 : Présentations générales**

### **1. La présentation de la structure d'accueil**

#### **1.1. Le BNETD**

Créée en 1978, la Direction et contrôle des grands travaux (DCGTX) était un établissement public à caractère administratif. Elle avait pour objectif de favoriser une meilleure maîtrise de l'investissement public en Côte d'Ivoire. Cette direction deviendra le Bureau National d'Etudes Techniques et de Développement (BNETD) en 1996.

Le BNETD s'est imposé comme un outil privilégié du gouvernement en matière d'assistance conseil et de maîtrise d'oeuvre des grands projets d'investissements.

Dans le cadre général de son fonctionnement et avec le souci de répondre avec vigueur et efficacité aux besoins de ses clients, le BNETD a axé ses activités sur trois missions principales : Concevoir, superviser, conseiller.

#### **1.1.1 Les missions du BNETD**

- **Concevoir**

La décision d'investir étant prise par le client, le BNETD conçoit les études et les programmes de réalisation des projets en transformant les idées en réalisations concrètes. Il s'agit aussi pour le BNETD d'exécuter l'ensemble des études tout en précisant les éléments composants le projet. Le BNETD établit les devis, lance les appels d'offres tout en évaluant ceux reçus et assure la gestion des commandes.

- **Superviser**

Outre son rôle de conception et de réalisation de projet, le BNETD assure la maîtrise d'œuvre et la coordination des projets. A cet effet, il élabore les plans d'exécution, teste les fournitures tout en contrôlant leur conformité aux spécifications techniques. Le BNETD gère également le programme de réalisation et le budget du projet. A la fin du projet, il procède aux essais sur le site, fait la réception et la mise en service.

- **Conseiller**

Le BNETD met sa longue expérience au service de ses clients, en les conseillant sur l'opportunité d'un projet finalisé. Ainsi, il les assiste dans la gestion et l'exploitation du projet.

Cette fonction de conseiller peut être assurée sous différentes formes allant de missions de courtes durées aux ponctuelles, jusqu'au détachement d'experts.

### **1.1.2. L'organisation au sein du BNETD**

En terme d'organisation, le BNETD est subdivisé en départements, divisions et services.

Chacune de ces entités a une mission bien déterminée et possède les compétences requises pour réaliser les objectifs du BNETD.

Compte tenu de son caractère technique, le BNETD compte :

Neuf (09) départements techniques, ce sont :

- le département des Infrastructures et transport (D.I.T)
- le département de la Construction et des Equipements Publics (D.C.E.P)
- le département de l'Aménagement Urbain et du Développement local (D.A.U.L.D)
- le département de l'industrie, de l'énergie et des mines (D.I.E.M)
- le département des études économiques et financières (D.C.E.F)
- le département des technologies de l'information et de la communication (D.T.I.C)
- le département de l'agriculture et de l'aménagement rural (**D.A.A.R**)
- Le centre de cartographie et de télédétection (C.C.T)
- Le centre de formation et de recherche (C.F.R)

Trois (03) divisions, il s'agit de :

- la division des marchés (D.M)
- contrôle et audit (D.C.A)
- Environnement (D.E)

Et cinq (05) autres départements et service d'appui, dont :

- le département des ressources humaines (D.R.H)
- le département finances et comptabilité (D.F.C)
- le département commercial et marketing (D.C.M)
- le service juridique et coopération internationale
- le service communication, relation publique et édition

## **1.2. Le département de l'Agriculture et de l'Aménagement Rural (DAAR)**

Le département de l'Agriculture et de l'Aménagement Rural (DAAR) est l'un des neuf départements techniques du BNETD. Le DAAR compte deux unités et quatre secteurs en son sein :

- l'unité de Gestion de l'Information et Observatoire des Filières Agricoles (UGIOFA)
- l'unité de Pédologie Appliquée
- le secteur de l'Appui au Développement Agricole (ADA)
- le secteur de l'Aménagement Rural (**SAR**)
- le secteur des Cultures d'Exportation, Agro Industrie et Forêts (CEIAF)
- le secteur des Ressources Animales (RA)

Notre stage s'est déroulé au DAAR plus précisément au secteur de l'aménagement rural (SAR)

Ce département intervient dans les domaines suivants :

- l'agriculture
- l'aménagement rural
- la cartographie des sols
- l'appui au développement rural
- les ressources animales
- le foncier
- la forêt
- l'agro-industrie

### **• Les missions du DAAR**

Le DAAR a pour mission d'effectuer :

- les études techniques par l'identification de projets et l'élaboration de termes de références et d'avant projets détaillés.
- le contrôle des études et des travaux. Le DAAR assure le suivi et le contrôle des projets, c'est à dire le contrôle quantitatif et qualitatif des réalisations. Il assure également l'organisation des réunions de chantier.
- l'appui administratif par la confection de dossiers de consultation des entreprises et l'analyse des offres. Le DAAR assure la rédaction des cahiers de charge, des marchés ou conventions. Il assure aussi le suivi-approbation des marchés ou conventions.

- l'assistance conseil par le suivi des programmes d'ajustement du secteur agricole (PASA-CASA) et la planification des investissements publics.

## **2. La localisation de la zone d'étude**

La Côte d'Ivoire est située en Afrique de l'Ouest et a une superficie de 322 462 Km<sup>2</sup>. Elle est délimitée à l'Ouest par le Libéria et la Guinée, au Nord par le Mali et le Burkina Faso, à l'Est par le Ghana et au Sud par l'Océan Atlantique.

Sur le plan administratif, la Côte d'Ivoire est subdivisée en dix neuf régions, elles même subdivisées en départements.

Le bas fond, objet de l'étude est situé au Sud-Ouest de la Côte d'Ivoire dans la région du Bas Sassandra. Il est au Sud de la ville de Buyo dans le département de Soubré (cf. figure 1).

Le bas fond de Buyo est situé entre la route BUYO – ISSIA (ligne de partage des eaux) et le Fleuve SASSANDRA à l'aval du barrage hydroélectrique. Il s'étend sur plus de sept (7) km et forme une ceinture autour de la ville.

Les coordonnées géographiques du site sont les suivantes :

-Latitude nord : 06°15'16'' N

-Longitude ouest : 07°00'00'' W

## **3. Le milieu physique de la zone d'étude**

### **3.1. Le climat**

La ville de Buyo est située dans la zone du domaine guinéen, caractérisée par un secteur ombrophile. Le climat est de type équatorial de transition atténué et est caractérisé par deux saisons :

- une saison sèche qui part de Décembre à Février. Pendant cette période la température varient entre 27°C et 37°C.

- une saison humide qui part de Mars à Novembre.

La température annuelle moyenne est égale à 26°C.

#### **3.1.1. La pluviométrie**

Les données pluviométriques sont celles du poste pluviométrique de Buyo. Selon ces données, la pluviométrie moyenne à Buyo est de l'ordre de 1474 mm.

Le tableau 1 donne les moyennes mensuelles de la pluie observée à Buyo au cours de la période de 1995-2004.

Tableau 1 : Les pluies moyennes mensuelles à Buyo (1995-2004)

Mois	Janv	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total
Pluies (mm)	30,0	20,5	132,3	136,8	141,1	177,1	142,3	181,4	212,6	154,7	107,0	37,8	1474

*Source : SODEXAM (Société d'exploitation et de développement aéroportuaire, aéronautique et météorologique)*

### 3.1.2. L'évapotranspiration potentielle

Les données d'évapotranspiration potentielle (ETP) considérées sont celles de la station agro météorologique de Daloa. Cette station est la plus proche du site d'étude et dispose de données complètes et fiables.

Le tableau 2 présente les moyennes mensuelles de l'ETP de la station de Daloa au cours de la période de 1995-2004.

Tableau 2 : Les ETP moyennes mensuelles à la station de Daloa (1995-2004)

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total
ETP (mm)	115,1	127,1	130,1	124,3	119,7	105,1	88,2	92,0	93,6	88,6	98,9	87,2	1270

*Source : SODEXAM*

## 3.2. La végétation

La ville de Buyo est dans le secteur mésophile du domaine guinéen, caractérisé par la présence d'une forêt dense humide semi-decidue.

Mais la forte occupation humaine dans cette région a profondément modifié la végétation naturelle. La forêt dense semi-decidue a fait place à des zones de cultures pérennes (cacaoyers, caféiers) et vivrières (riz, banane plantain, maïs,) et jachères.

## 3.3. L'hydrographie

La zone de Buyo appartient au bassin versant du fleuve Sassandra.

Le réseau hydrographique secondaire comporte un grand nombre de petits marigots avec des lits peu encaissés et des débits faibles en saison sèche.

## **CHAPITRE 2 : La méthodologie**

Pour aboutir aux résultats mentionnés dans le présent rapport, la démarche adoptée pour notre étude est la suivante :

- la revue documentaire
- le diagnostic sur le terrain
- les études de base (topographiques, pédologiques sur le terrain et hydrologiques)
- l'avant projet détaillé (APD).

### **1. La revue documentaire**

Elle a été possible grâce aux rapports de mission (effectués à Buyo en juillet) fournis par le programme national riz (PNR), aux cartes IGN Daloa 1a et 1c et Guiglo 2d et aux travaux d'études morfo pédologiques réalisées dans la région de Daloa.

Les études morfo pédologiques de la région de Daloa consultés au centre de documentation du DAAR donnent les caractéristiques physiques de la zone d'étude (Dcgtx, 1990).

Les cartes IGN Daloa 1a et 1c et Guiglo 2d permettent de délimiter les quatre bassins versants unitaires qui composent le bas fond de Buyo. Le tracé des bassins versants permet de déterminer leur caractéristique (superficie, indice global de pente, relief, périmètre,)

Les rapports de mission à Buyo (du 05 au 08 Juillet et du 26 au 30 juillet 2005) donnent des indications sur l'aspect socio-économique et sur le problème foncier de la zone d'étude (PNR, 2005).

### **2. Le diagnostic**

Le diagnostic s'est déroulé en deux phases essentielles à savoir la visite du bas fond et l'entretien avec les exploitants.

- **La visite du bas fond**

La visite du bas fond s'est effectuée en compagnie du maître d'ouvrage (PNR) de quelques exploitants avec à leur tête le président de la coopérative des riziculteurs de Buyo (CORIB).

Le bas fond a été parcouru sur toute sa longueur et dans les moindres détails par les équipes de topographie et de l'étude diagnostique.

- **L'entretien avec les exploitants**

L'entretien avec les exploitants s'est fait à travers des rencontres avec le président et certains membres de la coopérative. Au cours de ces rencontres, les paysans ont répondu à nos questions et ils ont exposé les problèmes rencontrés sur le site.

Il y a eu également une rencontre avec l'agent de l'agence national de développement rural (ANADER) pour discuter de l'encadrement des exploitants.

### **3. Les études de base**

Les études de base sont les études topographiques, les études pédologiques et les études hydrologiques.

#### **3.1. Les études topographiques**

Sur le terrain, les études topographiques débutent par une visite du site à lever en compagnie de l'équipe de l'étude diagnostique. Après cette visite, la polygonale de base est implantée, suivit du chaînage à la traînée ou de la mesure des distances entre les sommets de la polygonale. Les études topographiques se terminent par le layonnage et le levé de détail accompagné d'un croquis de terrain.

#### **3.2. Les études pédologiques**

Sur le terrain, il faut procéder d'abord au quadrillage total du périmètre par un layonnage. Ensuite, suit le sondage à la tarière, puis les carottes issues des sondages sont décrites. Le pédologue parcourt les layons et les entre layons pour le tracé des limites d'extension latérales des sols sur le terrain.

Enfin, les points des essais d'infiltration sont désignés et des échantillons de sols sont prélevés pour les analyses au laboratoire.

#### **3.3. Les études hydrologiques**

Les études hydrologiques ont été faite à partir des pluies du poste de Buyo et des ETP de la station de Daloa fourni par la SODEXAM.

Pour les apports, le calcul se fait par la formule de TURC. Pour le calcul de la crue décennale, il y a deux méthodes : la méthode ORSTOM et celle de CIEH.



#### **4. L'avant projet détaillé**

Pour l'avant projet détaillé, la démarche adoptée est la suivante :

Il faut d'abord définir le système d'irrigation choisi, ensuite il faut définir également les paramètres d'irrigation nécessaire au dimensionnement des canaux. Puis, il faut préciser les ouvrages de prise adoptée et décrire le canevas d'irrigation ainsi que les ouvrages d'irrigations.

Enfin l'avant projet détaillé se terminent par le devis quantitatif et estimatif de l'aménagement.

Après avoir définir la méthodologie adoptée pour l'étude, nous allons décrire les études diagnostiques et les études de base.

**2<sup>ème</sup> PARTIE : LES ETUDES DIAGNOSTIQUES ET  
DE BASE**

## **CHAPITRE 3 : Les études diagnostiques**

L'étude diagnostique consiste à faire l'état des lieux du bas fond c'est-à-dire à décrire l'hydrologie, les terres du bas fond, les ouvrages et les réseaux hydrauliques en vue de proposer des solutions pour une meilleure exploitation du bas fond.

Le bas fond est décomposé en trois pavillons (pavillon n°1,2et 3).

Il est limité à l'aval par le fleuve Sassandra. Tous ces pavillons commencent en début de bassin versant délimité par la route menant à Issia.

Un comité de gestion du foncier a été mis en place sous la direction du sous préfet.

### **1. L'hydrologie**

Les apports actuels en eau sur le bas fond proviennent de quatre (4) sources principales :

- les eaux qui proviennent de la pluie directe sur le bas fond
- les eaux issues du ruissellement du bassin versant de la ville.
- les eaux provenant des infiltrations sous la digue routière et alimentées par le lac du barrage de Buyo. Cette source est pérenne avec un faible débit dû au retrait des eaux du lac.
- les eaux issues des infiltrations latérales le long du bas fond. Certains exploitants alimentent directement leurs parcelles à partir de ces sources. Mais elles ne sont productives qu'en saison des pluies.

Ces apports selon les différents témoignages sont suffisants pour pratiquer deux cycles de riziculture.

### **2. La mise en valeur actuelle des terres**

Les terres du bas fond sont exploitées de façon traditionnelle et manuelle. Un aménagement sommaire est réalisé sur environ 80% de la superficie du bas fond.

Tous les exploitants pratiquent le repiquage du riz et font la riziculture irriguée depuis 1985. Aucune coordination n'est faite entre les exploitants pour la mise en place des cycles culturaux. Chaque paysan débute son cycle selon ses moyens financiers.

L'encadrement et le suivi des exploitants sur le bas fond de Buyo sont assurés par l'ANADER. Cette structure n'encadre que les membres de la CORIB.

Les interventions de l'ANADER concernent uniquement l'itinéraire technique du riz irrigué (la préparation des pépinières, utilisation des intrants agricoles, la mise en eau des casiers)

Tous les travaux agricoles sur le bas fond se font manuellement. Les rendements sont en dessous (moins de 2 t/ha) des potentialités existantes en riziculture irriguée.

La majorité des exploitants utilisent les variétés de riz de la gamme WITTA et Bouaké 189, car ces variétés de riz ne sont pas exigeantes en intrants agricoles et supportent mieux les attaques des ravageurs.

### **3. La pratique culturale sur le périmètre**

Sur le périmètre, la majorité des exploitants pratiquent deux cycles de riz par an, tandis que certains pratiquent trois cycles de culture de riz par an. Cela est due au fait qu'il existe trois mois (janvier, février et décembre) où la pluviométrie est faible et les plantes (le riz) ne sont pas résistantes, elles demandent beaucoup d'intrants. Or les études techniques sont faites dans le but de l'amélioration de la production rizicole, d'où la nécessité de maintenir le troisième cycle de culture. Pour réussir ce troisième cycle, il faut des intrants agricoles et avoir de l'eau pour combler la période de sécheresse.

## **4. Les réseaux hydrauliques et de circulation**

### **4.1. Les réseaux hydrauliques**

- **Le réseau d'irrigation**

Le réseau d'irrigation n'est pas approprié car les canaux sont de forme et de tailles diverses. Ils se perdent dans les casiers par endroit. Les canaux servent en même temps pour l'irrigation des parcelles et pour la vidange des casiers.

Il existe une véritable anarchie dans la création et la gestion des canaux sur le périmètre rizicole de Buyo. Chaque exploitant crée son canal sans tenir compte de ses voisins.

Les exploitants ont créé eux-mêmes des prises directes dans le lit du cours d'eau avec des seuils de fortune pour alimenter en eau les canaux.

- **Le réseau de drainage**

Le lit mineur de la rivière constitue le seul réseau de drainage des parcelles du bas fond. La vidange des parcelles se fait dans le lit mineur en aval et au travers des diguettes.

Il n'existe pas de drains secondaires.

## **4.2. Le réseau de circulation**

Aucun réseau de circulation approprié n'existe sur le périmètre reliant les parcelles entre elles d'une part et entre les parcelles et les routes d'Issia, du collège municipal et de Yabayo d'autre part. Ceci rend difficile l'évacuation des récoltes pour les parcelles situées loin de ces voies.

Des diguettes de petites dimensions servent de piste dans le périmètre.

## **5. La gestion du périmètre**

Pour une meilleure gestion du périmètre agricole, une coopérative a été mise en place. Cette coopérative dénommée la coopérative des riziculteurs de Buyo (CORIB) possède quatre comités de gestion :

- le comité de gestion de l'eau
- le comité de gestion des infrastructures
- le comité d'approvisionnement en intrants
- le comité de commercialisation

Cependant, cette organisation n'est pas fonctionnelle au vu des difficultés rencontrées sur le site (l'anarchie dans la création des réseaux d'irrigation et de drainage, l'anarchie observée dans la gestion de l'eau, la mévente des productions et les difficultés pour les exploitants de se procurer les intrants agricoles).

## **6. Les propositions d'aménagement**

Pour une exploitation optimale du périmètre rizicole de Buyo, il faudrait la pratique d'une riziculture selon des cycles bien définis, le tracé harmonieux des réseaux d'irrigation, de drainage et de circulation. Il faudrait également des ouvrages de prise d'eau aussi bien dans le lac du barrage que dans les lits des cours d'eau et sur les canaux d'irrigation.

Des infrastructures et équipements d'accompagnement seront nécessaires.

### **6.1 Le canevas de l'aménagement**

Pour une exploitation optimale du périmètre, il est indispensable de :

- créer un réseau d'irrigation composé de canaux primaires et secondaires pour le transport et la distribution de l'eau à la parcelle.

- recalibrer les drains principaux qui sont les lits mineurs des cours d'eau afin de faciliter la vidange des parcelles et l'évacuation des crues.
- créer un réseau de drains secondaires entre les parcelles irriguées pour assainir le bas fond en période de pluie.
- créer un réseau de circulation approprié pour faciliter le déplacement des exploitants et des motoculteurs autour du périmètre.

## **6.2. Les ouvrages hydrauliques**

Pour une mobilisation efficiente de l'eau pour l'irrigation sur le périmètre, les ouvrages suivants sont préconisés :

- des ouvrages ponctuels d'un réseau d'irrigation gravitaire permettant d'assurer les fonctions de régulation, de répartition, de sécurité, de franchissement et de protection.
- une prise d'eau dans le lac du barrage par une station de pompage et par deux siphons. Elle permet d'alimenter le réseau d'irrigation pour assurer convenablement un troisième cycle de culture de riz sur le périmètre.
- une prise d'eau dans les lits mineurs des cours d'eau (PFE)
- des prises sur les canaux d'irrigation avec la possibilité de contrôler l'ouverture et la fermeture pour une meilleure gestion de l'eau.

## **7. Les infrastructures et les équipements divers**

L'amélioration de l'exploitation du périmètre passe nécessairement par la réalisation des aires de séchage/battage et de magasins de stockage. Les exploitants doivent avoir des équipements tels que des motoculteurs, des batteuses pour faciliter les travaux de labour et les récoltes.

Il faudrait prévoir des formations aussi bien pour les exploitants que pour l'encadrement sur des sujets tels que la gestion de l'eau, des intrants et la commercialisation des productions.

## **CHAPITRE 4 : Les études de base**

### **1. Les études topographiques**

La topographie consiste à faire l'état du terrain (montrer tous les détails du terrain : les cours d'eau, les changements de pentes, les altitudes du terrain,...), déterminer la superficie du terrain et à établir le plan du bas fond à l'échelle 1/2000.

Nous avons participé aux différents travaux des études topographiques sur le terrain. D'abord, nous allons décrire le matériel utilisé lors des travaux topographiques, ensuite faire un résumé de la méthode de travail sur le terrain et enfin donner les résultats de ces études.

#### **1.1. Le matériel de travail**

En topographie, nous distinguons le petit matériel et le gros matériel.

- Le petit matériel est constitué des jalons, de la chaîne, du fil à plomb et du marteau.

Nous nous attarderons sur le gros matériel et plus particulièrement sur la mise en station du théodolite T1 pour mieux comprendre son fonctionnement.

- Le gros matériel est constitué de :

- le tachéomètre théodolite permet d'obtenir les distances, les angles horizontaux et les altitudes des points ;
- le niveau sert à déterminer la dénivelée entre deux points.
- La mire est une règle graduée ou une échelle linéaire sur laquelle se fait les mesures des dénivelées.

- **La mise en station du tachéomètre théodolite**

L'appareil utilisé pour effectuer les travaux topographiques est le théodolite Wild T1. C'est un théodolite optico-mécanique, non réducteur.

La mise en station du T1 se déroule selon les étapes suivantes:

- Fixer l'appareil sur le trépied
- Ouvrir le trépied à la hauteur convenable
- Ouvrir l'étui du théodolite et enlever l'appareil
- Placer l'appareil sur le trépied
- Maintenir l'appareil sur le trépied d'une main et fixer immédiatement de l'autre main avec la vis centrale du trépied.
- Régler les vis calantes.

- Placer l'appareil au dessus du point à stationner en ayant le plomb optique centré sur la pointe de la borne ou du piquet.
- Enfoncer les pieds du trépied
- Centrer le plomb optique avec les vis calantes.
- Centrer la bulle sphérique en réglant les longueurs des pieds du trépied.
- Caler la bulle tabulaire à l'aide des vis calantes
- Vérifier si le plomb optique est resté centré sur le point.

## **1.2. La réalisation du levé topographique**

Les différentes étapes du levé topographique sont :

- la reconnaissance du site qui consiste à une visite du site à lever. Elle permet d'évaluer le volume du travail et de choisir la méthode de travail.
- la mise en place de la polygonale de base. Elle consiste à la création des bornes aux sommets d'alignements droits.

La distance entre les bornes est fonction de la visibilité sur le terrain. Ainsi pour un terrain dégagé, cette distance peut atteindre plus de 500m.

- le chaînage à la traînée consiste à aligner des piquets ou profils à chaque 40 m à partir de la borne de départ. Le chaînage à la traînée ou la mesure des distances entre les sommets de la polygonale de base se fait à l'aide d'une chaîne ou d'un ruban.

La distance de 40 m est adoptée parce que l'étude est réalisée à l'échelle 1/2000.

Pour les échelles de 1/500 (les axes des digues) et celles de 1/5000 (les cuvettes), les distances sur le terrain entre les points sont respectivement de 10 et 100 m.

Lorsque la distance entre le dernier piquet et la borne suivante n'atteint pas 40 m, le piquet est placé à la distance restante.

- le layonnage consiste à faire des layons ou profils transversaux perpendiculaires à la polygonale de base. Les profils transversaux sont alignés à l'aide de l'équerre optique au droit des piquets entre les bornes de la polygonale.

- les levés de détails : au niveau d'une station, il faut faire une lecture arrière et une lecture avant.

La lecture arrière est la lecture de départ sur le point de référence. Au niveau de ce point, l'angle horizontal est à zéro centigrade.



La lecture avant est la 2<sup>e</sup> lecture sur le piquet suivant. Et l'angle horizontal est à 200 centigrades.

Trois lectures sont effectuées sur la mire ;

- une lecture avec le fil stadimétrique inférieur qui est le pointé (Fil 1)
- une lecture avec le fil stadimétrique axial ou le fil niveleur (Fil 2)
- une lecture avec le fil stadimétrique supérieur (Fil 3)

Au cours des levés des points sur le terrain, il ne faut jamais oublier de prendre les hauteurs d'appareils. Ces hauteurs se mesurent à partir des sommets des petits piquets jusqu'à l'axe de l'objectif de l'appareil. Elles interviennent dans les calculs des côtes Z

### **1.3. Les résultats**

Les études topographiques ont fourni des plans topographiques à l'échelle 1/2000. Ces plans relatent l'état des lieux du bas fond.

Les levés topographiques ont concerné toutes les terres du bas fond. La superficie brute obtenue est de 181 ha.

Les sols aptes du point de vue topographiques sont déterminés par une pente transversale inférieure à 4% pour l'irrigation gravitaire par submersion.

## **2. Les études pédologiques**

Les études pédologiques consistent à caractériser les sols (capacité de rétention, infiltration, teneur en matière organique), à donner les aptitudes des sols à la riziculture irriguée et la superficie nette à aménager.

Nous n'avons pas pu participer aux études pédologiques parce que notre mission s'est achevée au moment où les équipes de pédologie sont arrivées à Buyo.

Nous allons parler d'abord du matériel de travail, ensuite de la méthode de travail et enfin donner les résultats des études pédologiques tels que indiqués par le responsable des équipes pédologiques..

### **2.1 Le matériel de travail**

En pédologie, le matériel de travail est constitué de boussole, de topophile, de machettes, de pioches, de pelles, de dadas, de ciseaux, de tarière, les cylindres pour les essais d'infiltration etc.

## **2.2. La méthode de travail sur le terrain**

Nous avons pu traiter ce paragraphe grâce à des informations recueillies auprès du responsable de l'unité de Pédologie appliquée.

Sur le terrain, les études pédologiques débutent par un layonnage pour un quadrillage total du périmètre. Les layons espacés de 40 m des études topographiques ont été utilisés. Ensuite, il faut faire des sondages à la tarière et si cela est nécessaire creuser des profils pédologiques. Les profils pédologiques sont creusés aux endroits où la tarière ne peut pas s'enfoncer. Puis, survient la description des carottes de terre issues des sondages et si possible celle des profils pédologiques.

Le pédologue parcourt les layons et parfois entre les layons pour le tracé des limites d'extension latérales des sols sur le terrain afin d'élaborer l'esquisse de carte sur le terrain.

Il faut procéder à la désignation des points d'essai d'infiltration pour la détermination au champ de la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol

Les études pédologiques se terminent par le prélèvement d'échantillons de sol pour les analyses au laboratoire.

## **2.3. Les résultats**

Les études pédologiques réalisées couvrent une superficie de 181 ha. Elles ont fourni des cartes des types de sols à l'échelle 1/2000.

Les études pédologiques permettent une meilleure connaissance des caractéristiques chimiques et physiques des sols, de leur aptitude culturales à la culture du riz et de leur répartition géographique.

Elles donnent également les différentes classes de sols rencontrés sur le périmètre et une meilleure répartition des sols propices à la riziculture irriguée.

## **3. Les études hydrologiques**

Les études hydrologiques permettent de déterminer les volumes d'eau reçus par les bassins versants d'une part et d'autre part d'estimer le débit décennal de crue contre lequel il est nécessaire de protéger l'aménagement.

Les études hydrologiques sont réalisées à partir de formules et de méthodes empiriques, basées sur l'analyse de paramètres climatiques (pluies, température) et sur les éléments caractéristiques des bassins versants.

### 3.1. La description des bassins versants

La zone d'étude est constituée de 4 bassins versants unitaires. Selon la classification de l'ORSTOM sur la classe des pentes et sur la perméabilité du sol, les bassins versants appartiennent à la classe R3P3. Cette classe correspond à des bassins homogènes assez peu perméables avec des terrains à pentes modérées. Ce sont de petits bassins versants urbanisés. Au niveau de ces bassins, la forêt a fait place aux cultures tels que le riz, le cacao et les cultures maraîchères.

Les bassins versants sont représentés à la figure 2.

### 3.2. Les résultats

#### 3.2.1. Les apports

Les écoulements annuels ont été calculés par la formule de TURC. Cette formule est basée sur l'analyse des pluies et de la température.

Les paramètres nécessaires au calcul sont :

- le coefficient d'écoulement (Ke)
- la pluie moyenne annuelle (P)
- la superficie du bassin versant (S)

Les résultats de ces calculs sont résumés dans le tableau 3 ci-dessous :

Tableau 3 : Les apports annuels des bassins versants.

	Bassin V 1	Bassin V 2	Bassin V 3	Bassin V 4	Total
Superficie (ha)	533	175	265	1138	-
Volume des précipitations (m <sup>3</sup> /ha)	2029,4	2029,4	2029,4	2029,4	-
Volume d'eau écoulée (m <sup>3</sup> )	1081 670	355 145	537 791	2 309 457	4284063

#### 3.2.2. Le débit de crue

Deux méthodes permettent de déterminer le débit de crue décennale. Ce sont :

- la méthode CIEH EIER
- la méthode de l'ORSTOM.

### 3.2.2.1. La méthode CIEH EIER

La méthode CIEH EIER est une méthode statistique permettant d'estimer la crue décennale.

Cette méthode prend en compte les zones de forêts en plus des zones soudano sahéliennes et peut s'étendre à des bassins versants plus vastes (**Compaoré, 1996**).

### 3.2.2.2. La méthode ORSTOM

La méthode ORSTOM est une méthode déterministe qui donne une formule pour la crue décennale. Cette méthode s'applique à des bassins versants dont la superficie est inférieure à 200 Km<sup>2</sup> (**Chuzeville, 1990**).

Pour les régimes tropicaux et tropicaux de transition, les abaques proposés débutent à partir des superficies de 2 Km<sup>2</sup>. Tandis que pour les régimes sahéliens et tropicaux secs, les abaques proposés débutent à partir des superficies de 1 Km<sup>2</sup>. (**Nguyen, 1981**).

### 3.2.3. La méthode choisie pour le calcul de la crue décennale

La méthode choisie pour le calcul de la crue décennale est la méthode CIEH EIER parce que notre zone d'étude est située en zone tropicale de transition et le bassin versant 2 a une superficie inférieure à 2 Km<sup>2</sup>.

Les paramètres nécessaires au calcul sont :

- la surface des bassins versants
- la hauteur de pluie moyenne annuelle
- l'indice global de pente
- le coefficient de ruissellement décennal

Les débits de crue sont résumés dans le tableau 4 suivant :

Tableau 4 : les débits de crue décennale des bassins versants

	Bassin V 1	Bassin V 2	Bassin V 3	Bassin V 4
Surface (km <sup>2</sup> )	5,33	1,6	2,65	11,38
Pluie moyenne annuelle (mm)	1474	1474	1474	1474
Ig (m/km)	10	7	7	8
Kr 10	0,34	0,36	0,34	0,38
Débit décennal (m <sup>3</sup> /s)	20	12	11	37

En principe le débit de crue décennal sert à dimensionner le drain principal et les ouvrages PFE construits dans les lits de cours d'eau. Les résultats des calculs donnent des débits de crue élevés. Ainsi pour dimensionner les drains principaux et les PFE, nous avons considéré le débit de crue engendré par la pluie maximale journalière décennale dont l'évacuation hors du périmètre est effectuée en 72 heures (03 jours).

Le tableau 5 donne les valeurs des débits de crue considérée :

Tableau 5 : Les débits de crue considérée des quatre bassins versants

	Bassin V 1	Bassin V 2	Bassin V 3	Bassin V 4
Surface (km <sub>2</sub> )	5,33	1,60	2,65	11,38
Pluie décennale journalière P <sub>10</sub> (mm)	130	130	130	130
Vr engendré par P <sub>10</sub> (m <sub>3</sub> )	692 900	208 000	344 500	1 479 400
Débit considéré en 72 h (m <sub>3</sub> /s)	2,67	0,80	1,32	5,70

#### 4. Les besoins en eau des cultures

Les besoins en eau sont estimés en fonction du calendrier cultural mis en place. Sur le site, la majorité des exploitants pratiquent deux cycles de riziculture, tandis que certains pratiquent trois cycles par an.

La prise d'eau dans le lac du barrage va alimenter le réseau d'irrigation pour assurer convenablement un troisième cycle sur le périmètre. L'eau sera disponible de manière permanente toute l'année sur le périmètre avec cette prise.

Les trois cycles de riziculture sont répartis comme suit :

- le cycle 1 part de Février à Mai
- le cycle 2 part de Juin à Septembre
- le cycle 3 part de Octobre à Janvier.

La durée moyenne du cycle de riz est de 100 jours. Les besoins bruts du périmètre sont constitués par :

- les besoins en eau du riz sont les valeurs d'ETP auxquelles sont appliquées un coefficient cultural qui est fonction du stade végétatif du riz.
- les besoins spécifiques tels que la saturation des sols, la mise en eau des casiers et l'entretien de la lame d'eau.

Les paramètres nécessaires pour le calcul des besoins de la culture sont :

- l'évapotranspiration ETP (mm)
- Le coefficient cultural Kc
- la pluviométrie mensuelle P (mm)
- l'efficience globale du réseau Eg égal à 0,65
- les besoins spécifiques

Les résultats des calculs en annexe 2 indiquent que les besoins en eau du riz sur le périmètre sont :

- Pour le cycle 1 (Février- Mai) : 11 590
- Pour le cycle 2 (Juin- Septembre) : 7 330
- Pour le cycle 3 (Octobre- Janvier) : 12 640

Les besoins en eau mensuels du riz sont résumés dans les tableaux 5 ci-dessous :

Tableau 5 : Les besoins en eau mensuels du riz :

#### Cycle 1

Mois	Février	Mars	Avril	Mai
Besoins bruts du réseau (mm)	276	288	483	112
Besoins bruts du réseau (m <sup>3</sup> /ha)	2760	2880	4830	1120
DFC (l/s/ha)	1,14	1,08	1,86	0,42
DMP (l/s/ha)	2,66	2,51	4,35	0,98
Besoins du cycle (m <sup>3</sup> /ha)	11 590			

#### Cycle 2

Mois	Juin	Juillet	Août	Septembre
Besoins bruts du réseau (mm)	72	214	383	64
Besoins bruts du réseau (m <sup>3</sup> /ha)	720	2140	3830	640
DFC (l/s/ha)	0,28	0,80	1,43	0,25
DMP (l/s/ha)	0,65	1,86	3,34	0,58
Besoins du cycle (m <sup>3</sup> /ha)	7 330			

## Cycle 3

Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier
Besoins bruts du réseau (mm)	101	271	564	328
Besoins bruts du réseau (m3/ha)	1010	2710	5640	3280
DFC (l/s/ha)	0,38	1,05	2,11	1,22
DMP (l/s/ha)	0,88	2,44	4,91	2,86
Besoins du cycle (m3/ha)	12 640			

## **3<sup>ème</sup> partie : L'avant projet détaillé (APD)**



## CHAPITRE 5 : La conception de l'aménagement

### 1. Le système d'irrigation

#### 1.1. Description et justification

L'irrigation de surface par submersion continue convient à la riziculture irriguée. Elle permet de maintenir une lame d'eau sur le sol pour qu'elle pénètre par infiltration à la profondeur utile au développement de la culture du riz. Tout en permettant d'obtenir de meilleurs rendements, cette irrigation nécessite la submersion de toute la surface du périmètre et la maîtrise du plan d'eau. Pour cela, tout le périmètre est aménagé en bassins ou casiers délimités par des diguettes en terre (Compaoré, 1998).

#### 1.2. Le mode de distribution de l'eau à la parcelle

La distribution de l'eau se fait de telle sorte que chaque parcelle reçoive la dose appropriée au moment opportun. Ainsi, deux modes de distribution qui sont simultanés et complémentaires sont pratiqués. Ce sont :

- la distribution continue, au cours de laquelle tous les quartiers hydrauliques sont simultanément desservis chacun par une main d'eau pendant toute la durée d'une journée d'irrigation.
- la distribution au tour d'eau ou par rotation, au cours de laquelle la main d'eau est distribuée à tour de rôle à chacun des exploitants regroupés dans un même quartier hydraulique. Ce mode de distribution se déroule au sein d'un quartier hydraulique divisé en plusieurs casiers.

### 2. Les paramètres d'irrigation

Les paramètres d'irrigation sont les données qui sont nécessaires au dimensionnement des canaux.

#### 2.1 Le débit fictif continu (DFC)

Le débit fictif continu est le débit unitaire que devrait transporter le réseau s'il fonctionnait 24 h/24h tous les jours pour satisfaire les besoins en eau d'une surface unitaire pendant la période la plus déficitaire en eau du périmètre.

$$DFC = \frac{BB_{période} * 1000}{N_j * 86400} \quad (l/s/ha)$$

$N_j$  : le nombre de jours de la période considéré.

$$N_j = 31 \text{ jours}$$

BB période : besoins bruts en  $m^3/ha$ .

$$BB \text{ période} = 5640 \text{ m}^3/ha$$

Le débit fictif continu (DFC) est égal à 2,11 l/s/ha.

## 2.2. Le débit maximum de pointe (DMP)

Le débit maximum de pointe est le débit effectif qu'il est nécessaire d'introduire dans le réseau pour pouvoir combler le déficit en eau de la période de pointe du cycle.

C'est le débit réel pour lequel le réseau est calibré.

$$\text{DMP} = \frac{BB_{\text{période}} * 1000}{J * N_h * 3600} \quad (\text{l/s/ha}) \quad \text{ou} \quad \text{DMP} = \frac{DFC * 24}{\alpha * N_h} \quad \text{avec}$$

$$\alpha < 1$$

J : nombre de jours d'irrigation dans la période considérée.  $J = 27$  jours

$N_h$  : nombre d'heures d'irrigation par jour.  $N_h = 12$  heures

$\alpha$  : périodicité d'irrigation  $\alpha = 6/7$

Le mois de pointe est le mois de Décembre et les valeurs de ce mois sont résumées dans le tableau ci dessous :

Mois	Décembre
Besoins bruts du réseau (mm)	564
Besoins bruts du réseau (m <sup>3</sup> /ha)	5640
DFC (l/s/ha)	2,11
DMP (l/s/ha)	4,91

Le DMP utilisé pour le dimensionnement de notre réseau d'irrigation est celui du mois de Décembre qui est égal à 4,91 arrondi à 5 l/s/ha.

## 2.3. Le module d'irrigation ou la main d'eau (m)

La main d'eau est le débit maximum que l'exploitant peut facilement manipuler sans gaspillage d'eau.

Elle est fonction du type de culture, de la taille de la parcelle, de la méthode d'irrigation, de la nature du sol, de la topographie et de la compétence des exploitants effectuant l'irrigation.

D'après **Aliou (1994)**, la main d'eau n'est pas calculée, elle est estimée entre 10 et 50 l/s.

Pour la riziculture irriguée, cette valeur varie de 15 à 30 l/s.

Pour notre étude, la main d'eau est égale à 20 l/s. C'est une valeur courante en la matière en Côte d'Ivoire (BNETD, 2004).

#### 2.4. Le quartier hydraulique (W)

Le quartier hydraulique est l'ensemble des parcelles qui peuvent être irriguées à partir d'une même main d'eau.

$$W = \frac{m}{DMP} \quad (\text{ha})$$

m : main d'eau en (l/s)

DMP : débit maximum de pointe en (l/s/ha)

Le quartier hydraulique W calculé est de 4 ha. Cependant, la configuration du terrain amène à adopter souvent un découpage différent des résultats de calculs pour faciliter la pratique de l'irrigation. Les quartiers hydrauliques varient de 2,3 à 4,5 ha.

Le découpage du périmètre en quartiers hydrauliques est résumé dans le tableau 6 ci-dessous :

Tableau 6 : Les quartiers hydrauliques

PFE	S (ha)	Rive	Nombre de W		Sw (ha)	
PFE 1	11,8	RG	2	W1	2,5	5,6
				W2	3,1	
		RD	2	W1	3,6	6,2
				W2	2,6	
PFE 2	11,8	RG	3	W1	4,5	11,8
				W1	3,3	
				W1	4,0	
PFE 3	6,3	RG	1	W1	4,0	4,0
		RD	1	W1	2,3	2,3
PFE 4	13,5	RD	3	W1	4,5	13,5
				W2	4,5	
				W3	4,5	
PFE 5	12,3	RG	3	W1	4,5	12,3
				W2	4,3	
				W3	3,5	
PFE 6	11,3	RG	2	W1	2,6	5,3
				W2	2,7	
		RD	2	W1	2,8	6,0
				W2	3,2	

PFE 7	12,6	RG	2	W1	2,5	5,8
				W2	3,3	
		RD	2	W1	4,0	6,8
				W2	2,8	
PFE 8	15,0	RG	2	W1	3,8	9,0
				W2	4,4	
		RD	2	W1	4,0	6,0
				W2	4,1	
PFE 9	16,3	RG	2	W1	3,8	
				W2	4,4	
		RD	2	W1	4,0	
				W2	4,1	
PFE 10	3,8	RD	1	W1	3,8	3,8
Total	114,7		32			

## 2.5. La rotation (R)

La rotation est le nombre de jours qui sépare deux irrigations sur la même parcelle.

$$R = \frac{D * N_{j\text{période}}}{BB_{\text{période}}}$$

D : dose réelle d'irrigation qui est égale à 100 mm. C'est une valeur qui est adoptée en Afrique de l'Ouest pour la riziculture **Aliou (1994)**.

Nj période : nombre de jours dans la période considérée = 27 jours

BB période : besoins bruts en mm = 564 mm

Le résultat du calcul donne une rotation R de 5 jours, cela n'est pas pratique.

Il faut irriguer les parcelles au moins deux fois dans la semaine pour amener les exploitants à respecter le mode de distribution de l'eau à la parcelle adoptée (le tour d'eau). Il faut également utiliser la pompe et les siphons de manière économique et judicieuse.

Pour notre étude, la rotation sera de trois (03) jours.

## 2.6. La durée du poste d'irrigation (t) à l'hectare

La durée du poste d'irrigation à l'hectare est le temps mis à chaque rotation pour apporter la dose réelle à une même parcelle à partir d'une main d'eau.

$$t = \frac{D}{m} = 5h \quad (h)$$

### 3. Les ouvrages de prise d'eau dans le lac du barrage

La mobilisation de l'eau d'irrigation à partir du lac du barrage se fait de deux manières :

- pour les pavillons 1 et 2, l'ouvrage de prise est un siphon qui sera placé au niveau des dalots qui traversent la digue routière.
- pour le pavillon 3, il est prévu une prise par pompage car il n'existe pas de dalot à ce niveau.

#### 3.1. La prise par siphonnage

Le siphon est un ouvrage en tuyau dont le diamètre dépend du débit à prélever et équiper de deux vannes et un clapet en amont (dans le lac). Il permet de transvaser de l'eau en passant la digue routière à travers le dalot existant.

Le principe de fonctionnement se présente comme suit :

Etape 1 : On ferme d'abord la vanne de refoulement en aval, le clapet étant lui-même fermé, on ouvre la vanne de remplissage située au point le plus élevé du dispositif puis on remplit la conduite en prenant bien la précaution de ne pas y laisser de l'air.

Etape 2 : On ferme ensuite la vanne de remplissage

Etape 3 : Enfin, on ouvre la vanne de refoulement en aval de manière à obtenir le débit requis.

Les siphons seront dimensionnés pour mobiliser 1,5 fois le débit nécessaire compte tenu des pertes de charges dans le transport et la mobilisation de l'eau par la PFE.

Les conduites des siphons ont des diamètres respectifs de 300 et 400 mm.

Les caractéristiques des siphons sont résumées dans le tableau 6 ci dessous :

Tableau 6 : Les caractéristiques des siphons

Pavillons	Q (l/s)	Q' (l/s)	D (mm)	DN (mm)	Pertes de charges (m)	Vitesse (m/s)	Longueur des tuyaux (m)
1	355	118,33	302	300	1	0,27	50
2	99	33	425	400	1	0,16	50

### 3.2. La prise par pompage

La pompe est composée d'une conduite d'aspiration et d'une conduite de refoulement pour amener l'eau d'un point bas vers un point haut.

Pour dimensionner une pompe, il faut :

- le débit à prélever
- la hauteur manométrique totale

Les résultats des calculs en Annexe 4 donnent :

$$Q = 144 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{HMT} = 7,3 \text{ m}$$

Lorsque la distance verticale de la cote minimale du plan d'eau à la cote d'implantation présumée de la pompe ne dépasse pas 7m, il faut utiliser les pompes de groupe de surface.

Les pompes de groupe de surface sont fiables, économiques et ont de bons rendements.

Le diagramme de la figure 3 pour les groupes de surface permet de déterminer le type de pompe en fonction du débit à prélever et de la HMT.

Ainsi, nous choisissons une pompe de surface en aspiration, de type monocellulaire avec une vitesse de rotation  $N = 1460 \text{ tr/min}$ .

De même, la figure 4 tirée du catalogue des pompes donne des précisions sur la série de la pompe.

Il s'agit d'une pompe de surface monocellulaire –Série ETANORM 100-160.

Le diamètre de l'orifice à l'aspiration est de 125 mm, tandis que celui de refoulement est de 100 mm.

La pompe possède un moteur électrique avec une puissance de 4 Kw.

### 4. L'ouvrage principal de prise d'eau en rivière (PFE)

La prise principale d'eau en rivière pour l'irrigation du riz sur le bas fond de Buyo est composée de dix prises au fil d'eau (PFE). Ces ouvrages permettent de dévier une partie des écoulements du cours d'eau dans le réseau pour l'irrigation du riz.

Les PFE sont dimensionnés de sorte à permettre le franchissement du drain principal et à accéder d'une rive à l'autre du périmètre.

Le principe de dimensionnement des PFE est basé sur :

- le calcul hydraulique : aptitude de l'ouvrage à délivrer le débit de dimensionnement des canaux primaires qu'elles alimentent
- le calcul hydrologique : capacité de l'ouvrage à évacuer la crue considérée.
- le calcul de stabilité : capacité de l'ouvrage à résister au glissement, au poinçonnement et au renversement.

Les éléments de calcul d'une PFE sont :

- la longueur du seuil (Ls)
- la hauteur du seuil (Hs)
- la profondeur totale
- le nombre de travées
- les prises de canaux primaires
- la superficie associée
- les différentes cotes (radier PFE, radier canaux primaires)
- le débit des canaux primaires

#### **4.1. La description des PFE**

La prise d'eau en rivière est un ouvrage destiné à faire passer la totalité ou une partie seulement de l'eau d'un cours d'eau dans un canal d'irrigation appelé aussi un canal de dérivation.

Les PFE sont des canaux en béton de section rectangulaire. Selon la largeur en base qui varie de 0,70 à 3 m, la longueur des madriers à manipuler manuellement varie de 0,70 à 1,5 m. La profondeur des PFE varie également de 0,70 à 1 m.

#### **4.2. La conception hydraulique**

La conception hydraulique est étroitement liée au débit d'irrigation à mobiliser par la PFE.

Le débit d'équipement est égal au produit de la main d'eau (20l/s) par le nombre de quartiers hydrauliques dominés par la PFE considérée.

Les prises d'eau à la PFE qui alimentent les canaux primaires sont constituées de canaux à section rectangulaire en béton.

La cote de départ des canaux principaux au niveau des PFE est située à 50 cm au-dessus du radier de la PFE. Cette disposition pratique permet d'éviter l'envasement des prises et les canaux dominant bien les parcelles à irriguer.

### 4.3. La conception hydrologique

Le débit de crue considérée est celui utilisé pour le dimensionnement des drains principaux.

Au passage de ces crues, les madriers constituant le seuil sont supposés être entièrement enlevés.

La hauteur du seuil de la PFE qui permet de dériver le débit d'irrigation considéré varie de 0,73 à 0,85 m.

### 4.4. La stabilité de la PFE

La pérennité de la PFE est en majeure partie liée à leur stabilité. L'étude de stabilité revient à déterminer les épaisseurs des murs et des dalles à mettre en œuvre ainsi que l'ancrage nécessaire pour éviter les phénomènes de renard. La règle de LANE devra alors être vérifiée.

Les résultats des calculs sont :

- ancrage amont de la dalle = 64 cm
- ancrage aval de la dalle = 40 cm
- épaisseur mur et dalle = 20 cm

Tableau 7 : Les caractéristiques des PFE

PFE	Cotes (m)			Larg (m)	Hteur (m)	Pr (m)	Nbre de prise	Qcp (l/s)	Nbre de travées
	Zpfe	Zcp	Zs						
PFE 1	215,81	216,31	216,60	1	0,79	1	2	40	1
PFE 2	205,27	205,77	206,11	2	0,85	1	1	60	2
PFE 3	213,80	214,30	214,53	0,70	0,73	1	2	20	1
PFE 4	206,71	207,21	207,55	0,70	0,85	1	1	60	1
PFE 5	199,43	199,93	200,27	3	0,85	1	1	60	2
PFE 6	210,82	211,32	211,61	0,70	0,79	1	2	40	1
PFE 7	200,42	200,92	201,21	1	0,79	1	2	40	1
PFE 8	195,85	196,35	196,64	3	0,79	1	2	40	2
PFE 9	193,86	194,36	194,65	3	0,79	1	2	40	2
PFE 10	189,91	190,41	190,64	3	0,73	1	1	20	2

## 5. Description du canevas d'irrigation

Le canevas d'irrigation comprend le réseau d'irrigation, le réseau de drainage et celui de circulation. Il faut positionner ces différents réseaux sur le périmètre en fonction des aptitudes des sols et procéder à leur dimensionnement pour conduire l'irrigation dans de bonnes conditions.



## 5.1. Le réseau d'irrigation

Dix PFE alimentent en eau le périmètre pour irriguer une superficie brute de 114,7 ha de bas fond pour la riziculture en trois cycles annuels.

Le réseau d'irrigation est constitué de seize (16) canaux primaires, de quarante-huit (48) canaux secondaires et de soixante-douze (72) prises directes sur les canaux primaires.

### 5.1.1. Les canaux primaires

Le réseau d'irrigation est constitué de seize (16) canaux primaires pour une longueur totale de 18 362 m. Ces canaux sont en terre et de forme trapézoïdale. Ils sont positionnés de sorte qu'ils dominent les parcelles à irriguer.

Les canaux primaires transportent des débits variants de 60 à 20 l/s. La largeur en base de ces canaux varie de 40 à 30cm ainsi que la profondeur totale de 30 à 40cm. Le coefficient de Manning est de 30 pour les canaux en terre. Le fruit des berges  $m$  est égal 1.

Les caractéristiques des canaux primaires sont résumées dans le tableau 8 ci-dessous :

Tableau 8 : Les caractéristiques des canaux primaires

PFE	Canaux	b=40cm ; Pr=40cm					b=30 cm ; Pr=40 cm					b=30cm ; Pr= 30 cm				
		Q (l/s)	Y (m)	R (m)	I (pm)	V (m/s)	Q (l/s)	Y (m)	R (m)	I (pm)	V (m/s)	Q (l/s)	Y (m)	R (m)	I (pm)	V (m/s)
PFE 1	CP 1 RG											40	14,9	15,1	9,5	
	CP 1 RD											40	16,2	13,8	7	0,54
PFE 2	CP 2 RG						60	22,7	17,3	4,4	0,50	40	18,3	11,7	4,4	0,45
PFE 3	CP 3 RG											20	10,7	19,3	7,8	0,46
	CP 3 RD											20	10,6	19,4	8	0,46
PFE 4	CP 4 RD						60	21,7	18,3	5,2	0,53	40	17,5	12,5	5,2	0,48
PFE 5	CP 5 RG	60	22,9	17,1	2,7	0,42										
PFE 6	CP 6 RG											40	15,1	14,9	9	0,59
	CP 6 RD											40	14,7	15,3	10	0,61
PFE 7	CP 7 RG						40	26,9	13,1	1	0,26	20	11,1	18,9	6,8	0,61
	CP 7 RD						40	26,9	13,1	1	0,26	20	18,8	11,2	1	0,22
PFE 8	CP 8 RG											40	20,8	9,2	2,7	0,38
	CP 8 RD						40	26,9	13,1	1	0,26	20	12,4	17,6	4,6	0,38
PFE 9	CP 9 RG						40	26,3	13,7	1,1	0,27	20	14,5	15,5	2,6	0,31
	CP 9 RD						40	23,5	16,5	1,7	0,32	20	16,3	13,7	1,7	0,27
PFE 10	CP 10 RD											20	18,3	11,7	1,1	0,23

*Q : débit dans le canal primaire ;*

*Y* : tirant d'eau dans le canal primaire ; *R* : revanche ; *I* : pente du canal primaire ;

*V* : vitesse de l'eau dans le canal primaire ; *b* : largeur en base du canal primaire ;

*Pr.* : profondeur du canal primaire.

Les départs des canaux primaires au droit des PFE sont de forme rectangulaire sur une longueur maximale de cinq (5) mètres. Ils sont en béton.

### 5.1.2. Les canaux secondaires

Les canaux secondaires sont prévus pour alimenter les quartiers hydrauliques. Ils sont au nombre de 48 pour une longueur totale de 4 496 m. Ces canaux sont également en terre et de forme trapézoïdale.

Ils transportent chacun une main d'eau de 20 l/s. Leur largeur en base est 30 cm avec une profondeur de 30 cm. Le coefficient de Manning est également de 30. Le fruit des berges m est égal 1 pour des alluvions compactes (**Lamine, 1996**).

Les pentes longitudinales des canaux secondaires sont de 1 ou 2,3 pm et les vitesses varient de 0,23 à 0,35. Les prélèvements d'eau vers les parcelles sont effectués sur ces canaux qui servent en même temps d'arroseurs.

Leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau 9 suivant :

Tableau 9 : Les caractéristiques des canaux secondaires

PFE	Canaux		Q(l/s)	Y(m)	R(m)	Pr(m)	b(m)	I(pm)	V(m/s)	L (m)
	CP	CS								
PFE 1	CP1 RG	CS1.13 RG	20	0,19	0,11	0,30	0,30	1	0,23	65
		CS1.14 RG	20	0,19	0,11	0,30	0,30	1	0,23	116
	CP1 RD	CS1.1 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	81
		CS1.2 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	79
		CS1.3 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	69
PFE 2	CP2 RG	CS2.1 RG	20	0,19	0,11	0,30	0,30	1	0,23	85
		CS2.2 RG	20	0,19	0,11	0,30	0,30	1	0,23	84
		CS2.3 RG	20	0,19	0,11	0,30	0,30	1	0,23	95
		CS2.4 RG	20	0,19	0,11	0,30	0,30	1	0,23	108
		CS2.6 RG	20	0,19	0,11	0,30	0,30	1	0,23	81
		CS2.8 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	91
PFE 4	CP4 RD	CS4.1 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	193
		CS4.2 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	93
		CS4.3 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	213

		CS4.4 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	128
PFE 5	CP5 RG	CS5.1 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	110
		CS5.2 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	109
		CS5.3 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	112
		CS5.4 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	115
		CS5.5 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	74
		CS5.6 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	102
PFE 7	CP7 RG	CS7.3 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	85
		CS7.4 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	106
	CP7 RD	CS7.2 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	83
		CS7.3 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	93
		CS7.4 RD	20	0,15	15	0,30	0,30	2,3	0,35	84
PFE 8	CP8 RG	CS8.1 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	75
		CS8.2 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	137
		CS8.3 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	141
		CS8.4 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	138
	CP8 RD	CS8.1 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	102
		CS8.2 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	112
		CS8.3 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	98
PFE 9	CP9 RG	CS9.1 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	67
		CS9.2 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	67
		CS9.3 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	67
		CS9.4 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	68
		CS9.5 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	72
		CS9.6 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	66
	CP9 RD	CS9.1 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	74
		CS9.2 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	72
		CS9.3 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	71
		CS9.4 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	60
		CS9.5 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	72
		CS9.6 RD	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	83
PFE 10	CP10 RG	CS10.1 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	80
		CS10.2 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	55
		CS10.3 RG	20	0,15	0,15	0,30	0,30	2,3	0,35	65

### 5.1.3. Les prises directes

Soixante-douze prises directes sur les canaux primaires sont prévues pour l'irrigation des parcelles dont la largeur est inférieure à 60 m.

Les prises directes sont des prises d'eau par tuyau de diamètre 200mm. Ces prises se font directement sur les canaux primaires sans passer par des canaux secondaires pour l'irrigation des parcelles

## 5.2. Le réseau de drainage

Le réseau de drainage est constitué de trois drains principaux. Le drain 1 est le drain principal et les drains 2 et 3 sont ses affluents. Il est aussi constitué de drains secondaires.

### 5.2.1. Le drain principal

Le lit mineur de la rivière sert de drain principal et il est recalibré par endroit pour récupérer des terres à aménager.

Il existe trois drains principaux sur le périmètre :

- le drain principal 1 draine le pavillon 1 et a une longueur de 7 191 m.
- le drain principal 2 draine du pavillon 2 et rejoint le drain principal 1 pour une longueur de 1 904 m.
- le drain principal 3 draine aussi le pavillon 3 et rejoint également le drain principal 1 pour une longueur de 2 328 m.

Les drains principaux sont de section trapézoïdale avec des largeurs en base variant de 1 à 3 m.

Leur profondeur varie de 0,70 à 1 m avec une pente de talus de 1/1 et un coefficient de Manning de 30.

Les caractéristiques des drains principaux sont résumées dans le tableau 10 ci-dessous :

Tableau 10 : Les caractéristiques des drains principaux

Pavillon	Drains	Q (m <sup>3</sup> /s)	Y (m)	R (m)	b (m)	I (pm)	Pr (m)	L (m)
PAV. 1	DP1- 2.1	2,67	0,67	0,33	1	21,5	1	137
		2,67	0,87	0,13	1	8	1	793
		2,67	0,75	0,25	2	4,5	1	1292
	CR 2-1	3,47	0,76	0,24	3	3,5	1	1761
	CR 3-1	4,79	0,88	0,12	3	4	1	393
	3.1- fin	5,70	1,10		3	2,5	1	2815

PAV. 2	DP 2	0,80	0,34	0,36	1	22	0,70	139
		0,80	0,47	0,23	1	7	0,70	1156
		0,80	0,57	0,13	1	3,5	0,70	609
PAV. 3	DP 3	1,32	0,45	0,25	1	23,5	0,70	130
		1,32	0,57	0,13	1	9,5	0,70	1016
		1,32	0,72	0,22	1	4	1	1182

### 5.2.2. Les drains secondaires

Les drains secondaires sont dimensionnés pour évacuer hors du périmètre la pluie journalière maximale de fréquence décennale pendant un temps maximum égal à la durée de submersion admissible de la culture. Pour le riz, la durée de submersion totale est de 72 heures.

Ils sont au nombre de 109 pour une longueur totale de 6 511 m. Ces drains sont en terre et de forme trapézoïdale avec une profondeur de 30 cm Ils sont entièrement en déblai et drainent chacun une superficie maximale de 3 ha.

La pente longitudinale est celle du terrain naturel. Les caractéristiques des drains secondaires sont résumées dans le tableau 11 ci-dessous :

Tableau 11 : Les caractéristiques des drains secondaires

Drains	Q (l/s)	Y (m)	R (m)	B (m)	Pr (m)	I (‰)
DS	15	0,18	0,12	0,20	0,30	2
	15	0,15	0,15	0,20	0,30	4

### 5.3 Le réseau de circulation

Le réseau de circulation permet l'accès facile aux parcelles pour les hommes et les engins mécanisés. Il permet également une gestion efficace et un bon entretien des réseaux. Il est constitué de :

- les pistes périmétrales ont une largeur de 4m et longent les canaux primaires.
- l'accès d'une rive à l'autre se fait au droit des PFE sur une passerelle de dimensions 1×2 m.
- les cavaliers des canaux secondaires ont des largeurs de 40cm de part et d'autre du canal pour permettre la circulation des exploitants sur le périmètre.

## **6. Description des ouvrages d'irrigation**

Les ouvrages d'irrigation sont prévus pour assurer les fonctions suivantes :

- la prise sur les PFE
- la régulation du niveau d'eau à un endroit déterminé du réseau
- la répartition correcte de l'eau dans les différents canaux d'irrigation en fonction des besoins du riz
- le franchissement des obstacles

### **6.1. Les ouvrages de prise sur les canaux d'irrigation**

#### **6.1.1. Les prises sur les canaux primaires**

Un quartier hydraulique est arrosé par un ou plusieurs canaux secondaires qui transportent chacun une main d'eau de 20l/s à tour de rôle.

Les prises sur les canaux primaires pour l'alimentation des canaux secondaires sont des prises par tuyau ou des prises TOR. Les tuyaux sont en PVC rigide de diamètre 200 mm.

L'entrée des prises est réglée par des vannettes en tôle verrouillée en position fermée.

Un seuil assure un niveau d'eau constant au droit de la prise. Ce seuil a une hauteur variable de 5 à 7 cm avec une longueur qui varie également de 51 à 67 cm.

#### **6.1.2. Les prises sur les canaux secondaires**

Les ouvrages de prise sur les canaux secondaires pour alimenter les parcelles sont essentiellement des prises par tuyau. Ces tuyaux sont en PVC rigide de diamètre 150 mm.

Afin d'assurer une charge minimale pour le fonctionnement des tuyaux, des seuils amovibles en béton seront aménagés et utilisés dans les canaux secondaires.

#### **6.1.3. Les seuils amovibles**

Les seuils amovibles sont uniquement utilisés dans les canaux secondaires pour assurer une charge suffisante au droit des prises parcelles. Ils sont en béton et de forme trapézoïdale épousant la forme des canaux secondaires.

Ces seuils ont une hauteur de 20 cm.

## 7.2. Les ouvrages de vidange

Les ouvrages de vidange sont conçus pour vidanger, soit totalement, soit partiellement les canaux et faciliter leur nettoyage. Ils sont placés au bout des canaux d'irrigation afin de limiter la détérioration régressive des canaux lors de leur vidange ou pendant l'évacuation du trop plein.

## 7.3. Les ouvrages de chute

Les vitesses élevées occasionnent la détérioration des canaux.

Les ouvrages de chute sont utilisés pour maintenir ou réduire la pente des canaux d'irrigation afin d'y réduire la vitesse d'écoulement. Au niveau des canaux primaires, nous avons neuf (09) chutes de 50 cm et une chute de 30 cm.

Pour les canaux secondaires, nous avons :

- six (06) chutes de 50 cm
- vingt-cinq (25) chutes de 40 cm
- vingt-deux (22) chutes de 30 cm

Les caractéristiques de ces chutes sont résumées dans le tableau 12 ci dessous :

Tableau 12 : Les caractéristiques des chutes

Type	Hauteur de chute (cm)	Lb (cm)		lb (cm)		Ls (cm)		Hs (cm)		Nbre de chutes
		CP	CS	CP	CS	CP	CS	CP	CS	
CH-30	30	45	45	31	31-36	21	21-26	5	3-5	23
CH-40	40		60		36		26		3	25
CH-50	50	75	75	31-42- 48-71	36	21-32- 38-61	12-26	4-5	3	15

*Lb : longueur du bassin ; lb : largeur du bassin*

*Ls : longueur de seuil ; Hs : hauteur de seuil*

## **CHAPITRE 6 : L'aménagement des blocs d'irrigation et les équipements divers**

### **1. Défrichage et essouchement**

Cette phase est déjà réalisée sur le périmètre de Buyo par les exploitants. Plus de 80% de la superficie totale du périmètre sont mis en valeur par les exploitants.

### **2. Mise en forme des parcelles**

Les accidents localisés tels que les cuvettes, les bosses et les termitières seront régalez. Le périmètre sera ensuite aménagé en bassins suivant le découpage parcellaire. Les bassins ont une taille moyenne de 0,25 ha.

### **3. Les équipements divers**

Il est prévu sur le périmètre des aires de séchage et de battage du riz. La norme utilisée pour ces ouvrages est de 10 m<sup>2</sup>/ha.

La superficie du bas fond à aménager est de 114,7 ha, donc il sera construit douze (12) aires de séchages de 100 m<sup>2</sup> chacune. Les aires de séchages auront chacune une forme carrée de 10 m de côté (**BNETD, 2004**).



## CHAPITRE 7 : Le métré et le devis estimatif de l'aménagement

### 1. Le métré des canaux

Le calcul des cubatures des canaux d'irrigation et de drainage concerne les remblais et les déblais.

Le principe de calcul au droit du profil  $i$  est donné par la formule suivante :

$$S_i = \frac{B+b}{2} * H$$

Le volume entre les profils  $i$  et  $i+1$  distants de  $d_i$  est donné par la formule suivante :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d_i$$

- **Les canaux primaires**

Le calcul des cubatures est résumé dans le tableau 13 ci-dessous :

Tableau 13 : Les cubatures des canaux primaires

PFE	Canaux	Volume déblai (m <sup>3</sup> )	Volume remblai (m <sup>3</sup> )
PFE 1	CP1 RG	683,95	1986,75
	CP1 RD	1843,30	1920,41
PFE 2	CP2 RG	815,77	2056,77
PFE 3	CP3 RG	510,24	1034,99
	CP3 RD	601,31	531,86
PFE 4	CP4 RD	1918,09	1794,38
PFE 5	CP5 RG	1496,81	1428,30
PFE 6	CP6 RG	1622,77	1492,78
	CP6 RD	1402,98	1254,78
PFE 7	CP7 RG	1161,83	622,86
	CP7 RD	523,53	1524,73
PFE 8	CP8 RG	549,05	667,52
	CP8 RD	318,91	951,87
PFE 9	CP9 RG	995,85	1341,30
	CP9 RD	1123,27	1394,58
PFE 10	CP10 RD	698,94	488,92
Total		16266,61	20492,79

- **Les canaux secondaires**

Le calcul des cubatures est résumé dans le tableau 14 ci dessous :

Tableau 14 : Les cubatures des canaux secondaires

PFE	Canaux		Volume déblai (m <sup>3</sup> )	Volume remblai (m <sup>3</sup> )
	CP	CS		
PFE 1	CP1 RG	CS1.13RG	42,29	41,28
		CS1.14RG	88,87	77,03
	CP1 RD	CS1.1 RD	23,64	219,68
		CS1.2 RD	35,71	55,76
		CS1.3 RD	35,09	52,60
PFE 2	CP2 RD	CS2.1 RG	27,08	68,78
		CS2.2 RG	64,30	53,44
		CS2.3 RG	53,90	58,52
		CS2.4 RG	62,47	67,07
		CS2.6 RG	55,72	52,32
		CS2.8 RG	84,44	71,76
PFE 4	CP4 RD	CS4.1 RD	190,42	129,70
		CS4.2 RD	47,46	66,98
		CS4.3 RD	80,36	192,05
		CS4.4 RD	111,73	95,80
PFE 5	CP5 RG	CS5.1 RG	94,25	145,87
		CS5.2 RG	47,44	103,70
		CS5.3 RG	157,02	258,46
		CS5.4 RG	70,11	125,28
		CS5.5 RG	112,48	213,22
		CS5.6 RG	162,20	290,08
PFE 7	CP7 RG	CS7.3 RG	57,90	56,02
		CS7.4 RG	70,13	67,28
	CP7 RD	CS7.2 RD	52,26	56,65
		CS7.3 RD	59,78	81,20
		CS7.4 RD	34,15	67,97
PFE 8	CP8 RG	CS8.1 RG	52,41	44,88
		CS8.2 RG	129,98	87,45
		CS8.3 RG	73,71	98,57
		CS8.4 RG	71,20	113,88
	CP8 RD	CS8.1 RD	42,18	65,17
		CS8.2 RD	47,32	93,52
		CS8.3 RD	85,63	67,20
PFE 9	CP9 RG	CS9.1 RG	62,13	43,89
		CS9.2 RG	37,76	54,07
		CS9.3 RG	23,51	43,37
		CS9.4 RG	53,26	42,75
		CS9.5 RG	50,16	46,47
		CS9.6 RG	21,79	59,64
	CP9 RD	CS9.1 RD	42,66	55,78
		CS9.2 RD	57,38	43,44
		CS9.3 RD	53,88	54,06
		CS9.4 RD	46,90	37,97
PFE 10	CP10 RG	CS10.1RG	37,10	42,98
		CS10.2RG	9,32	20,42

		CS10.3RG	39,52	40,98
TOTAL			3056,78	4032,80

- **Les canaux de drainage**

Le calcul des cubatures est résumé dans le tableau 15 ci dessous :

Tableau 15 : Les cubatures des canaux de drainage

	Volume déblai (m <sup>3</sup> )	Volume remblai (m <sup>3</sup> )
DP 1	68210,19	51537,01
DP 2	4970,25	7760,07
DP 3	15511,19	14245,44
Drains secondaires	976,65	
Total	89668,28	73542,52

## 2. Le devis quantitatif et estimatif de l'aménagement

Le devis quantitatif et estimatif détermine le volume et le coût de l'ensemble des travaux à exécuter pour réaliser sur le terrain toutes les options retenues dans l'avant projet détaillé.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 16 ci-dessous :

Tableau 16 : Le devis quantitatif et estimatif

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU (F CFA)	PRIX TOTAL (F CFA)
<b>1. Ouvrages PFE</b>				
1.1. Volume béton	m <sup>3</sup>	3,62	150 000	543 000
<b>2. Siphon</b>				
2.1. Longueur tuyau	-	-	-	-
2.2. Vannes	-	-	-	-
2.3. Clapets	-	-	-	-
<b>3. Pompe</b>				
3.1. Pompe	-	-	-	-
3.2. Vannes	-	-	-	-
3.3. Tuyauterie	-	-	-	-
<b>4. Canaux</b>				
4.1. Remblais		98 068	2 800	274 590 400
4.2. Déblais		108 992	1 800	196 185 600
<b>6. Prises d'irrigation</b>				
6.1. Prises sur CP par tuyau PVC Dn 200		57	70 000	3 990 000
6.2. Prises sur CP par TOR		48	70 000	3 360 000
6.3. Prises sur CS par tuyau PVC Dn 150		-	-	-
6.4. Seuils amovibles sur CS		96	6 000	576 000
6.5. Vannettes de prise		-	-	-
<b>7. Ouvrages de chute</b>				
7.1. Chutes de 30 cm		23	50 000	1 150 000
7.2. Chutes de 40 cm		25	55 000	1 375 000
7.3. Chutes de 50 cm		15	60 000	900 000
<b>8. Aire de séchage</b>		12	700 000	8 400 000
TOTAL TVA				491 070 000
TVA 18%				88 392 600
TOTAL TTC				579 462 600

## CONCLUSION

Cette étude nous a permis de participer sur le terrain, aux études diagnostiques et topographiques. Ces différentes études se sont déroulées dans de bonnes conditions.

Des études diagnostiques, nous retenons que le bas fond est subdivisé en trois pavillons (pavillons 1, 2 et 3). Il n'existe pas de réseau d'irrigation, ni de drainage et de circulation appropriés. Les exploitants utilisent des ouvrages hydrauliques de fortune.

Les études topographiques ont permis de déterminer une superficie brute de 181 ha et de donner l'état des lieux du bas fond sur des plans topographiques à l'échelle 1/2000.

Par contre, nous n'avons pas pu participer aux études pédologiques, car nous avons quitté Buyo à l'arrivée des équipes pédologiques. Néanmoins, ces études ont donné des cartes d'aptitudes des sols propices à la riziculture irriguée à l'échelle 1/2000. Elles ont également déterminée les caractéristiques physiques et chimiques des sols du bas fond.

Les trois études évoquées plus haut, nous permettent d'avoir toutes les informations nécessaires pour réaliser un bon aménagement.

Ainsi, le principe d'aménagement adopté est une irrigation gravitaire par submersion continue au tour d'eau. Le périmètre est subdivisé en 32 quartiers hydrauliques pour une superficie totale de 114,7 ha.

L'alimentation du réseau d'irrigation est faite à partir des ouvrages de prise d'eau aussi bien dans le lac du barrage et dans les lits des cours d'eau.

La pompe est un ouvrage hydraulique très coûteux qui demande beaucoup d'entretien et de suivi

Le canevas de l'aménagement est composé d'un réseau d'irrigation, ainsi que de drainage avec des canaux en terre et d'un réseau de circulation facilitant l'accès au périmètre.

A la fin de notre étude, des suggestions pour un bon et durable fonctionnement du périmètre sont faites :

Nous encourageons la participation des stagiaires aux travaux de terrain. Cela leur permet de concilier la théorie apprise à l'école et les cas pratiques sur le terrain.

Nous préconisons que les exploitants payent des redevances d'eau pour pouvoir régler la facture d'électricité de la pompe d'une part et d'autre part pour d'éventuelles réparations des ouvrages.

Il faut former les exploitants sur l'entretien des ouvrages, sur la politique de crédit et de remboursement qui leur permettra d'acquérir des intrants et du matériel agricole.

---

---

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**BNETD, 2004.** Etude d'avant projet détaillé du bas fond de GARANGO.32 pages

**Chuzeville Bernard, 1990.** Hydrologie tropicale et appliquée en Afrique subsaharienne.  
Collection Maîtrise de l'eau.

**Compaoré Laurent, 1998.** Cours d'irrigation gravitaire à la parcelle. Polycope EIER

**1996.** Cours de barrage. Polycope EIER

**Dcgtx, 1990.** Etudes morpho-pédologiques de la région de Daloa au 1/100 000è. Feuille n°4

**Dembélé Y., 2000.** Cours de riziculture irriguée. Polycope EIER

**Ibrahima Aliou, 1994.** Cours d'éléments de base d'un projet d'irrigation. Polycope EIER

**Lamine Mar, 1996.** Cours d'hydraulique à surface libre. Polycope EIER

**Nguyen Van Tuu, 1981.** Hydraulique routière,

**PNR, 2005**

**SOGREAH, 1974.** Travaux sur un périmètre d'irrigation.

**Tran Minh Duc, 1995.** Cours de conception et ouvrages d'un réseau d'irrigation gravitaire.

Polycope EIER

## NOTES DE CALCUL

### ANNEXE 1 : Estimation des apports et des crues

#### 1. Le calcul des apports

Les apports sont constitués des quantités d'eau susceptible d'arriver au bas fond par ruissellement.

Le calcul se déroule selon les étapes suivantes :

##### a-Le déficit d'écoulement D

Le déficit d'écoulement est déterminé par la formule de Turc :

$$D = Pan * \left( 0,3 + \frac{0,7}{\sqrt{0,9 + \frac{Pan^2}{L^2}}} \right)$$

Pan = Pluie moyenne annuelle (mm)

$L = 300 + 25T + 0,05T^3$

T = Température moyenne annuelle (° Celsius) avec T = 26 °C

L = 1828,8

D = 1271,06 mm

##### b- Calcul du volume d'eau écoulé

	Bassin V 1	Bassin V 2	Bassin V 3	Bassin V 4
Superficie (ha)	533	175	265	1138
Volume des précipitations (m3/ha)	2029,4	2029,4	2029,4	2029,4
<b>Volume d'eau écoulé (m3)</b>	<b>1 081 670,2</b>	<b>355 145</b>	<b>537 791</b>	<b>2 309 457,2</b>

#### 2. Le calcul du débit de la crue décennale

Le débit de la crue décennale est déterminé par la méthode du CIEH. Cette méthode est basée sur l'utilisation des abaques numérotés de A à D.

Les paramètres nécessaires sont la superficie des bassins versants, la pluie moyenne annuelle, l'indice global de pente et le coefficient de ruissellement décennal.

Les tableaux suivants résument les débits obtenus pour les différents bassins versants :

**Bassin versant 1**

<b>METHODE CIEH BASSIN 1</b>	
Données	
Superficie (Km <sup>2</sup> )	5,33
Ig (m/Km)	10
Classe de Pan (mm)	1474
Perméabilité	P3
Kr 10	0,34

Symboles	AO1	P3	AO	AO2	RCI	AO3
Abaques (paramètres)						
A (S, Ig)	27,5	25				
B (S, Pan, Ig)		14	10			
C (S, Kr10)		23,25	19,8	30	20	24
D (S, Kr10, Ig)	18	17	19			
Débit décennal (Q10) en m3/s	20					

**Bassin versant 2**

<b>METHODE CIEH BASSIN 2</b>	
Données	
Superficie (Km <sup>2</sup> )	1,6
Ig (m/Km)	7
Classe de Pan (mm)	1474
Perméabilité	P3
Kr 10	0,36

Symboles	AO1	P3	AO	AO2	RCI	AO3
Abaques (paramètres)						
A (S, Ig)	11	9,9				
B (S, Pan, Ig)	4,8		6			
C (S, Kr10)		13	11	16	10,5	14



D (S, Kr10, Ig)	19	18,5	22			
Débit décennal (Q10) en m3/s	12					

### **Bassin versant 3**

<b>METHODE CIEH BASSIN 3</b>	
Données	
Superficie (Km <sup>2</sup> )	2,65
Ig (m/Km)	6
Classe de Pan (mm)	1474
Perméabilité	P3
Kr 10	0,34

Symboles	AO1	P3	AO	AO2	RCI	AO3
Abaques (paramètres)						
A (S,Ig)	14	12				
B (S, Pan, Ig)	6,5		7,5			
C (S, Kr10)		15	14	19	13,5	16
D (S, Kr10, Ig)	8	7	10			
Débit décennal (Q10) en m3/s	11					

### **Bassin versant 4**

<b>METHODE CIEH BASSIN 4</b>	
Données	
Superficie (Km <sup>2</sup> )	11,38
Ig (m/Km)	8
Classe de Pan (mm)	1474
Perméabilité	P3
Kr 10	0,38

Symboles	AO1	P3	AO	AO2	RCI	AO3
Abaques (paramètres)						
A (S, Ig)	61	62,5				
B (S, Pan, Ig)	18		15			
C (S, Kr10)		35	34	43	33	35,5
D (S, Kr10, Ig)	30	33	40			
Débit décennal (Q10) en m <sup>3</sup> /s	37					

## ANNEXE 2 : Les besoins en eau

Cette note de calcul explique le mode de détermination des différents paramètres nécessaires au calcul des besoins en eau du riz. Elle explique également celui des différents termes du tableau des résultats du calcul des besoins en eau du riz.

### 1. L'ETP

Les données d'évapotranspiration potentielle (ETP) considérées sont celles de la station agro météorologique de Daloa. Cette station est la plus proche du site d'étude et dispose de données complètes et fiables.

### 2. Le coefficient cultural Kc

Le coefficient cultural pour une culture donnée varie généralement en fonction de son stade végétatif. Les valeurs de Kc utilisées pour le riz sont données dans le tableau ci-dessous :

Phase de développement	Kc
Repiquage- reprise	0,80
Tallage	1,10
Montaison	1,15
Floraison- épisaison	1,20
Maturation	0,80

Source : BNETD

### 3. La pluviométrie mensuelle P

Les données pluviométriques sont celles du poste pluviométrique de Buyo. Selon ces données, la pluviométrie moyenne à Buyo est de l'ordre de 1474 mm.

### 4. L'efficience globale d'irrigation Eg

C'est le rapport des besoins nets des plantes par les besoins bruts du réseau. Cette efficience résulte des rendements qui affectent le transport, la distribution et l'irrigation à la parcelle. Elle est de 65 %.

### 5. Les besoins spécifiques

Les besoins spécifiques concernent la saturation du sol, le remplissage des casiers et l'entretien de la lame d'eau.

- **La mise en boue- saturation (S)**

La saturation du sol est la quantité d'eau équivalente à la réserve utile (RU) du sol.

Elle se fait comme suit :

- une dose de 200 mm au début de chaque cycle
- une dose de 50 mm en fin de tallage.

- **La mise en eau des casiers rizicoles (R)**

Le remplissage des casiers se déroule de la manière suivante :

- une dose de 100 mm au repiquage
- une dose de 100mm à la troisième et à la quatrième décade

- **L'entretien de la lame d'eau (E)**

Il intervient à partir de la cinquième décade avec une dose de 50 mm par décade pendant le reste du cycle.

## 5. L'ETM

L'évapotranspiration maximale est donnée par la formule :

$$ETM = K_c * ETP$$

## 7. Les besoins nets de la plante (Bnp)

Les besoins du riz sont fonction de l'ETP, du stade végétatif de la plante et des apports fournis par les pluies. Ces besoins sont donnés par la formule :

$$Bnp = S + R + E + ETM$$

## 8. La pluie efficace

La pluie efficace est donnée par la formule :

$$\text{Si } P \leq 20mm \quad P_{eff} = P$$

$$\text{Si } P \geq 20mm \quad P_{eff} = P - [0,15 * (P - 20)]$$

## 9. Les besoins nets de la parcelle (Bn)

C'est la quantité d'eau qu'il faut apporter par irrigation à la plante afin de satisfaire ses besoins en eau. Cette quantité est la différence entre les besoins réels de la plante et la pluie efficace.

Elle est égale à :

$$B_n = B_p - P_{eff}$$

### **10. Les besoins bruts du réseau (Bb en mm)**

C'est la hauteur d'eau qu'il faut réellement mobiliser pour satisfaire les besoins nets et qui tient compte des pertes dans le transport de l'eau jusqu'à la plante. Elle est égale à :

$$B_b = \frac{B_n}{E_g}$$

### **11. Les besoins bruts du réseau (Bb en m3/ha)**

C'est la quantité d'eau qu'il est nécessaire de mobiliser pour couvrir tous les besoins en eau de la parcelle. Elle est égale à :

$$B_b = B_b * 10$$

### **12. Les besoins en eau du cycle**

C'est l'ensemble des besoins de tout le cycle cultural. C'est la somme des besoins mensuels du cycle.

### ANNEXE 3 : Les Prises au Fil d'eau (PFE)

La cote du seuil de chaque PFE est calée avec la loi de conservation de la charge à l'entrée du canal d'irrigation. Cette loi se traduit par la formule suivante :

$$h = y + \frac{V^2}{2g} + \Delta H$$

Avec h : charge d'eau au-dessus du seuil de la PFE

V : vitesse de l'eau dans le canal principal

y : tirant d'eau dans le canal principal

g: accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s<sup>2</sup>)

$\Delta H$  : perte de charge singulière à l'entrée de la PFE

Les pertes de charge singulières sont estimées à environ 10% de la charge d'eau sur le seuil de la PFE, soit  $\Delta H = 0,1h$ .

$$\text{D'où } h = \frac{y + \frac{V^2}{2g}}{0,9}$$

La charge totale d'eau en amont de la PFE et au droit de la prise du canal est donnée par la formule suivante :

$$H_t = Z_r - Z_f + h$$

Avec  $Z_r$  : cote radier du canal principal

$Z_f$  : cote radier de la PFE

La hauteur minimale de seuil nécessaire pour dériver le débit souhaité est égale à la hauteur  $H_t$  déterminée.

- **La stabilité de la PFE**

Le calcul de la stabilité de la PFE se fait à partir de la vérification de la règle de LANE.

La règle de LANE est la suivante :

$$L_v + 1/3 L_h \geq CH$$

Avec :  $L_v$  = longueur des cheminements verticaux (m)

$L_h$  = longueur des cheminements horizontaux (m)

H = hauteur d'eau en amont du déversoir (m)

C = coefficient qui dépend de la nature du terrain = 2

## ANNEXE 4 : Les ouvrages de prise dans le lac du barrage

### 1. La prise par pompage

Il faut d'abord calculer le débit nécessaire à l'irrigation du pavillon 3.

Ce calcul est le suivant :

$$Q = S * DMP \quad (l/s)$$

$$Q = 5 * 23,9 = 119,5 l/s$$

Ensuite, il faut calculer le débit à prélever par jour d'irrigation

$$Q' = \frac{Q}{R} \quad (l/s)$$

Avec R : la rotation = 3 jours

$$D'où : Q' = \frac{119,5}{3} = 39,83 l/s$$

- **Calcul de la hauteur manométrique totale HMT**

$$HMT = H_{ga} + \Delta H_a + H_{gr} + \Delta H_r$$

$$\text{Avec} \quad H_{ga} = 220 - 213 = 7m$$

Il n'y a pas de hauteur géométrique de refoulement, car le refoulement se fait de manière gravitaire.

- **Calcul du diamètre de la conduite**

$$D = 0,997 * Q'^{(0,46)} \quad (\text{formule EIER})$$

$$D = 0,997 * (0,03983)^{0,46}$$

$$D = 0,226 = 226,25mm$$

$$DN = 250mm$$

- **Calcul des pertes de charge**

Les pertes de charge linéaires se déterminent à l'aide d'abaque.

D'où pour K = 0,1 mm, DN = 250 mm et Q' = 40 l/s

Nous avons J = 2,543 m/km = 0,002543 m/m

$$\text{Or } \Delta H = J * L$$

$$\text{Donc } \Delta H_a = 0,002543 * 10 = 0,02543$$

$$\Delta H_r = 0,002543 * 100 = 0,2543$$

Les pertes de charges singulières représentent 10% des pertes de charges linéaires.

$$D'où \Delta H_{sa} = 0,10 * 0,02543 = 0,002543$$

$$\Delta H_{sr} = 0,10 * 0,2543 = 0,02543$$

En conclusion :

$$HMT = 7 + 0,027973 + 0,27973$$

$$HMT = 7,30m$$

- **Calcul du NSPH disponible (NSPH<sub>d</sub>)**

La formule utilisée pour le calcul du NSPH<sub>d</sub> est :

$$NPSH_d = 10,33 - y_a - \Delta H_a - \frac{U^2}{2g} - \rho_v$$

Avec :  $y_a$  : hauteur d'aspiration (m)

$\Delta H_a$  : la perte de charge à l'aspiration (m)

$U$  : la vitesse de l'eau dans la conduite d'aspiration (m/s)

$g$  : accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s<sup>2</sup>)

$\rho_v$  : la pression de vaporisation de l'eau (mCE)

Il faut d'abord calculer la vitesse :

$$Q = U * S = U * \Pi * \frac{D^2}{4}$$

D'où:

$$U = \frac{4 * Q}{\Pi * D^2}$$

$$U = 3,26m/s$$

Donc :

$$NPSH_d = 10,33 - 7,899353$$

$$NPSH_d = 2,43$$

Pour éviter la cavitation il faut que :

$$NPSH_d \geq NPSH_r + 0,5 \text{ mCE}$$

Le NPSH<sub>r</sub> (la charge nette absolue requis) est fourni par le constructeur de la pompe.



### Calcul de la puissance hydraulique utile de la pompe (Pu)

La puissance hydraulique utile de la pompe est calculée par la formule suivante :

$$P_u = \rho * g * Q * H$$

$$P_u = 10^3 * 9,81 * 0,04 * 7$$

$$P_u = 2,74Kw$$

Avec :  $\rho$  : masse volumique de l'eau (= 10 Kg/m<sup>3</sup>)

Q : débit prélevé par jour d'irrigation (m<sup>3</sup>/s)

H : hauteur manométrique totale (m)

g : accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s<sup>2</sup>)

## 2. La prise par siphonnage

Il faut d'abord calculer le débit nécessaire à l'irrigation des pavillons 1 et 2.

### Pour le pavillon 1

Ce calcul est le suivant :

$$Q = S * DMP \quad (l/s)$$

$$Q = 5 * 71 = 355l / s$$

Ensuite, il faut calculer le débit à prélever par jour d'irrigation

$$Q' = \frac{Q}{R} \quad (l/s)$$

Avec R : la rotation = 3 jours

$$D'où : D'où : Q' = \frac{355}{3} = 118,33l / s$$

### Pour le pavillon 2

Ce calcul est le suivant :

$$Q = S * DMP \quad (l/s)$$

$$Q = 5 * 19,8 = 99l / s$$

Ensuite, il faut calculer le débit à prélever par jour d'irrigation

$$Q' = \frac{Q}{R} \quad (l/s)$$

Avec R : la rotation = 3 jours

$$D'o\grave{u} : Q' = \frac{99}{3} = 33l/s$$

### Calcul des diamètres des conduites des siphons :

La longueur des conduites est de 50 m et la perte de charge à vaincre est de 1 m.

D'o\grave{u} **pour le pavillon 1 :**

$$\Delta H = \frac{10,29 * 1,5 * Q'^{(2)} * L}{K_{ca}^2 * D^{16/3}}$$

Avec  $\Delta H = 1m$

$$\text{Donc } D = \left( \frac{10,29 * 1,5 * Q'^{(2)} * L}{K_{ca} * \Delta H} \right)^{3/16}$$

$$D = 0,302 = 302mm$$

**pour le pavillon 2 :**

$$\Delta H = \frac{10,29 * 1,5 * Q'^{(2)} * L}{K_{ca}^2 * D^{16/3}}$$

Avec  $\Delta H = 1m$

Kca : Coefficient de rugosité de la conduite du siphon =  $80 m^{1/3}/s$

$$\text{Donc } D = \left( \frac{10,29 * 1,5 * Q'^{(2)} * L}{K_{ca} * \Delta H} \right)^{3/16}$$

$$D = 0,425 = 425mm$$

### Calcul des vitesses

#### Pour le pavillon 1

$$V = 4 * Q' / 3,14 * D^2$$

$$D'o\grave{u} : V = 1,67 m/s$$

#### Pour le pavillon 2

$$V = 4 * Q' / 3,14 * D^2$$

$$D'o\grave{u} : V = 0,26 m/s$$

Les vitesses sont acceptables parce que la vitesse doit être inférieure à 3 m/s.

## ANNEXE 5 : Les réseaux d'irrigation et de drainage

### 1. Le réseau d'irrigation et de drainage

Le dimensionnement des réseaux d'irrigation et de drainage est fait à partir de la formule de Manning- Strickler ci-dessous :

$$Q = K_s * S * R^{2/3} * \sqrt{I} \quad \text{ou} \quad Q = K_s * \sqrt{IY^{5/3}} * \left( \frac{(b + mY)^{5/3}}{(b + 2Y\sqrt{1 + m^2})^{2/3}} \right)$$

Avec : Q : débit transité par le canal en m<sup>3</sup>/s

S : section mouillée du canal en m<sup>2</sup>

R : rayon hydraulique en m

I : pente longitudinale du canal en pm

Y : tirant d'eau dans le canal

m: pente des talus

b: largeur au plafond du canal en m

Ks : coefficient de Manning

### 2. Le débit de dimensionnement des drains principaux

Les drains sont en tête de bassin versant donc les écoulements retardés sont nuls.

Le volume d'eau ruisselé est calculé par la formule suivante :

$$V_r = P_{10} * S$$

Avec :  $V_r$  : volume ruisselé (m<sup>3</sup>)

$P_{10}$  : pluie décennale journalière (mm)

S : superficie des bassins versants (ha)

Le débit de crue considéré est calculé par la formule suivante :

$$Q = \frac{V_r}{t} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Avec t : durée de submersion de la culture du riz = 72 heures

Le calcul des débits de crue des quatre bassins versants :

Pour le bassin versant 1

$$Q = \frac{0,13 * 5,33 * 10^6}{72 * 3600} = 2,67 m^3/s$$

Pour le bassin versant 2

$$Q = \frac{0,13 * 1,6 * 10^6}{72 * 3600} = 0,80 m^3/s$$

Pour le bassin versant 3

$$Q = \frac{0,13 * 2,65 * 10^6}{72 * 3600} = 1,32 m^3/s$$

Pour le bassin versant 4

$$Q = \frac{0,13 * 11,38 * 10^6}{72 * 3600} = 5,70 m^3/s$$

Tableau récapitulatif des résultats

Bassins versants (BV)	Superficies S (km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)
BV 1	5,33	2,67
BV 2	1,6	0,80
BV 3	2,65	1,32
BV 4	11,38	5,70

### 1. Les drains secondaires

Les drains secondaires doivent évacuer la pluie maximale journalière décennale pendant un temps maximum égale à la durée de submersion admissible de la culture prise ici égale à 72 heures, pour le riz.

Le débit spécifique des colatures est donné par la formule suivante :

$$q_s = \frac{P_{10}}{t * 0,3}$$

Avec :  $q_s$  en l/s/ha  
P10 en mm  
t en heures.

$$\text{Soit : } q_s = \frac{130}{72 * 0,36} = 5,01 \text{ l/ha/s}$$

Les débits évacués par les différents drains secondaires sont calculés en multipliant ce débit spécifique par la superficie maximale assainie par chaque drain.

Chaque drain secondaire assainie une superficie maximale de 3 ha.

$$\text{D'où : } Q = q_s * S \quad \text{avec } S = 3\text{ha}$$

$$Q = 5,01 * 3 = 15,04 \text{ l/s}$$

## ANNEXE 6 : Les ouvrages d'irrigation

### 1. Les prises sur les canaux d'irrigation

Les prises sur les canaux d'irrigation sont dimensionnées pour dériver un débit égal à la main d'eau.

Le dimensionnement des conduites est basé sur la formule des orifices :

$$Q = C * S * \sqrt{2g} * \Delta H^{1/2}$$

Avec Q : débit transité dans le canal (m<sup>3</sup>/s)

C : coefficient de débit = 0,80

S : section de l'orifice (m<sup>2</sup>)

g: accélérateur de pesanteur = 9,81 m/s<sup>2</sup>

$\Delta H$  : différence de niveau d'eau amont –aval dans le canal (m)

Avec :  $\Delta H$  minimum = 0,06

$\Delta H$  maximum = 0,58

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{C * \Pi * \sqrt{2 * g} * \Delta H^{1/2}}}$$

Avec : D minimum = 100 mm

D maximum = 170 mm

### 2. Les seuils amovibles

Les seuils amovibles prévus dans les canaux secondaires et les seuils qui assurent un niveau d'eau constant au droit des prises dans les canaux primaires sont dimensionnés par la formule suivante :

$$Q = m * l * \sqrt{2g} * h^{3/2}$$

Avec Q : débit franchissant le seuil en m<sup>3</sup>/s

m: coefficient de débit (m= 0,39)

l: longueur du seuil déversant (m)

h: charge au dessus du seuil (m)

g: accélérateur de la pesanteur( g= 9,81 m/s<sup>2</sup>)

D'où :

$$l = \frac{Q}{m * \sqrt{2 * g * h^{3/2}}}$$

### 3. Les pertes de charge

Les pertes de charge linéaires dans les prises sont calculées par la formule de Manning-Strickler :

$$V = K_s * R^{2/3} * J^{1/2}, \text{ d'où} \quad J = \left( \frac{V}{K_s * R^{2/3}} \right)^2$$

Avec V : vitesse d'écoulement (m/s)

K<sub>s</sub> : coefficient de rugosité de la conduite

R : rayon hydraulique (m)

J : perte de charge en m

Les pertes de charge singulières sont calculées par la formule suivante :

$$H = K * \frac{V^2}{2g}$$

Avec H : perte de charge singulière (m)

K : coefficient relatif à la singularité

V : vitesse d'écoulement dans le canal (m/s)

**ANNEXE 7 : Les ouvrages de chutes**

Les ouvrages de chute à déversoir rectangulaire ont été préférés pour leur facilité d'exécution et leur fonction satisfaisante. Ils sont dimensionnés par les formules suivantes :

$$V = \frac{Q * Z}{150}$$

Avec V : volume du bassin (m<sup>3</sup>)

Q : débit dans le canal (m<sup>3</sup>/s)

Z : hauteur de chute (m)

X = 1,5 \* Z où Z : longueur du bassin (m)

S = (h<sub>0</sub> + 0,10) \* X où S : section du bassin dans l'axe du canal (m<sup>2</sup>)

h<sub>0</sub> : hauteur d'eau dans le canal (m)

$$Lb = \frac{V}{S} \text{ où } Lb : \text{ largeur du bassin (m)}$$

ls = Lb - 0,20 où ls : longueur du seuil déversant (m)

$$h = \left( \frac{Q}{0,4 * ls * \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \text{ où } h : \text{ hauteur d'eau sur le seuil (m)}$$

Hs = h<sub>0</sub> - h où Hs : hauteur du seuil (m)



**TABLEAUX ET FIGURES**

Tableau 17 : Les caractéristiques des chutes

PFE	CANAUX	DONNEES CANAUX				CARACTERISTIQUES DES CHUTES							
		Q (l/s)	b (cm)	h0 (m)	Z (m)	V (m3)	X (m)	S (m2)	Lb (m)	ls (m)	h (m)	Hs (m)	
PFE 1	CS1.14 RG	20,00	30,00	0,19	0,30	0,04	0,45	0,13	0,31	0,21	0,14	0,05	
	CS1.2 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS1.2 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS1.2 RD	20,00	30,00	0,15	0,50	0,07	0,75	0,19	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS1.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS1.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS1.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS1.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
PFE 3	CP3 RD	20,00	30,00	0,11	0,50	0,07	0,75	0,16	0,42	0,32	0,11	0,00	
	CP3 RD	20,00	30,00	0,11	0,50	0,07	0,75	0,16	0,42	0,32	0,11	0,00	
PFE 4	CS4.1 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS4.1 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS4.1 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS4.1 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS4.2 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS4.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS4.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS4.4 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS4.4 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
PFE 5	CS5.5 RG	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS5.5 RG	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS5.6 RG	20,00	30,00	0,15	0,50	0,07	0,75	0,19	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS5.6 RG	20,00	30,00	0,15	0,50	0,07	0,75	0,19	0,36	0,26	0,12	0,03	
PFE 6	CP6 RD	40,00	30,00	0,15	0,50	0,13	0,75	0,19	0,71	0,61	0,11	0,04	
PFE 7	CS7.3 RG	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CP7 RD	20,00	30,00	0,19	0,50	0,07	0,75	0,22	0,31	0,21	0,14	0,05	
	CP7 RD	20,00	30,00	0,19	0,50	0,07	0,75	0,22	0,31	0,21	0,14	0,05	
	CP7 RD	20,00	30,00	0,19	0,50	0,07	0,75	0,22	0,31	0,21	0,14	0,05	
	CP7 RD	20,00	30,00	0,19	0,50	0,07	0,75	0,22	0,31	0,21	0,14	0,05	
	CP7 RD	20,00	30,00	0,19	0,30	0,04	0,45	0,13	0,31	0,21	0,14	0,05	
	CS7.2 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS7.2 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS7.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS7.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS7.4 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	CS7.4 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03	
	PFE 8	CS8.2 RG	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
		CS8.2 RG	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
CS8.3 RG		20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
CS8.3 RG		20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
CS8.4 RG		20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
CS8.4 RG		20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03	
CS8.2 RD		20,00	30,00	0,15	0,50	0,07	0,75	0,19	0,36	0,26	0,12	0,03	
CS8.2 RD		20,00	30,00	0,15	0,50	0,07	0,75	0,19	0,36	0,26	0,12	0,03	

	CS8.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS8.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03
PFE 9	CP9 RG	40,00	30,00	0,27	0,50	0,13	0,75	0,28	0,48	0,38	0,15	0,12
	CP9 RG	40,00	30,00	0,27	0,50	0,13	0,75	0,28	0,48	0,38	0,15	0,12
	CS9.1 RG	20,00	30,00	0,15	0,50	0,07	0,75	0,19	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.2 RG	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.2 RG	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.4 RG	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.5 RG	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.1 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.3 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.4 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.5 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.5 RD	20,00	30,00	0,15	0,40	0,05	0,60	0,15	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.6 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
	CS9.6 RD	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03
	PFE 10	CS10.1 RG	20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12
CS10.3 RG		20,00	30,00	0,15	0,30	0,04	0,45	0,11	0,36	0,26	0,12	0,03

Tableau 18 : Les seuils dans les canaux primaires

PFE	Canaux	W (ha)	Prise	Type	Q amt (l/s)	Q aval (l/s)	L seuil (m)	hc (m)	h(m)		
PFE 1	CP 1 RG	W 1.1 RG	PD 1.1 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.2 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.3 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.4 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.5 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.6 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.7 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.8 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.9 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
		W 1.2 RG	PD 1.10 RG	TOR	20,00						
			PD 1.11 RG	TOR	20,00						
			PD 1.12 RG	TOR	20,00						
			CS 1.13 RG	TOR	20,00						
			CS 1.14 RG	TOR	20,00						
	CP 1 RD	W 1.1 RD	CS 1.1 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			CS 1.2 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			CS 1.3 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.4 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.5 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.6 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
			PD 1.7 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08		
		W 1.2 RD	PD 1.8 RD	TOR	20,00						
			PD 1.9 RD	TOR	20,00						
			PD 1.10 RD	TOR	20,00						
PD 1.11 RD			TOR	20,00							
PD 1.12 RD			TOR	20,00							
PFE 2			CP 2 RD	W 2.1 RD	CS 2.1 RG	TU	60,00	40,00	0,67	0,07	0,10
					CS 2.2 RG	TU	60,00	40,00	0,67	0,07	0,10
	CS 2.3 RG	TU			60,00	40,00	0,67	0,07	0,10		
W 2.2 RD	CS 2.4 RG	TU		40,00	20,00	0,51	0,05	0,08			
	PD 2.5 RG	TU		40,00	20,00	0,51	0,05	0,08			
W 2.3 RD	CS 2.6 RG	TOR		20,00							
	PD 2.7 RG	TOR		20,00							
	CS 2.8 RG	TOR		20,00							
PFE 3	CP 3 RG	W 3.1 RG		PD 3.1 RG	TOR	20,00					
			PD 3.2 RG	TOR	20,00						
			PD 3.3 RG	TOR	20,00						
			PD 3.4 RG	TOR	20,00						
			PD 3.5 RG	TOR	20,00						
			PD 3.6 RG	TOR	20,00						
			PD 3.7 RG	TOR	20,00						
			PD 3.8 RG	TOR	20,00						
	CP 3 RD	W 3.1 RD	PD 3.1 RD	TOR	20,00						
			PD 3.2 RD	TOR	20,00						
			PD 3.3 RD	TOR	20,00						
			PD 3.4 RD	TOR	20,00						
			PD 3.5 RD	TOR	20,00						

			PD 3.6 RD	TOR	20,00					
PFE 4	CP 4 RD	W 4.1 RD	CS 4.1 RD	TU	60,00	40,00	0,67	0,07	0,10	
			CS 4.2 RD	TU	60,00	40,00	0,67	0,07	0,10	
			CS 4.3 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 4.2 RD	CS 4.4 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			W 4.3 RD	PD 4.5 RD	TOR	20,00				
				PD 4.6 RD	TOR	20,00				
				PD 4.7 RD	TOR	20,00				
PD 4.8 RD	TOR	20,00								
PFE 5	CP 5 RG	W 5.1 RG	CS 5.1 RG	TU	60,00	40,00	0,67	0,07	0,10	
			CS 5.2 RG	TU	60,00	40,00	0,67	0,07	0,10	
		W 5.2 RG	CS 5.3 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 5.4 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 5.3 RG	CS 5.5 RG	TOR	20,00					
			CS 5.6 RG	TOR	20,00					
PFE 6	CP 6 RG	W 6.1 RG	PD 6.1 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.2 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.3 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.4 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.5 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.6 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.7 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 6.2 RG	PD 6.8 RG	TOR	20,00					
			PD 6.9 RG	TOR	20,00					
			PD 6.10 RG	TOR	20,00					
			PD 6.11 RG	TOR	20,00					
			PD 6.12 RG	TOR	20,00					
			PD 6.13 RG	TOR	20,00					
			PD 6.14 RG	TOR	20,00					
	CP 6 RD	W 6.1 RD	PD 6.1 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.2 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.3 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.4 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.5 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 6.6 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 6.2 RD	PD 6.7 RD	TOR	20,00					
			PD 6.8 RD	TOR	20,00					
PD 6.9 RD			TOR	20,00						
PD 6.10 RD			TOR	20,00						
PFE 7	CP 7 RG	W 7.1 RG	PD 7.1 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			PD 7.2 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 7.2 RG	CS 7.3 RG	TOR	20,00					
			CS 7.4 RG	TOR	20,00					
	CP 7 RD	W 7.1 RD	PD 7.1 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 7.2 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 7.3 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 7.2 RD	CS 7.4 RD	TOR	20,00					
PD 7.5 RD	TOR		20,00							

PFE 8	CP 8 RG	W 8.1 RG	CS 8.1 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 8.2 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 8.2 RG	CS 8.3 RG	TOR	20,00					
			CS 8.4 RG	TOR	20,00					
	CP 8 RD	W 8.1 RD	CS 8.1 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 8.2 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
W 8.2 RD		CS 8.3 RD	TOR	20,00						
PFE 9	CP 9 RG	W 9.1 RG	CS 9.1 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 9.2 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 9.3 RG	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 9.2 RG	CS 9.4 RG	TOR	20,00					
			CS 9.5 RG	TOR	20,00					
			CS 9.6 RG	TOR	20,00					
	CP 9 RD	W 9.1 RD	CS 9.1 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 9.2 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
			CS 9.3 RD	TU	40,00	20,00	0,51	0,05	0,08	
		W 9.2 RD	CS 9.4 RD	TOR	20,00					
			CS 9.5 RD	TOR	20,00					
		CS 9.6 RD	TOR	20,00						
PFE 10	CP 10 RD	W 10 RD	CS 10.1 RD	TOR	20,00					
			CS 10.2 RD	TOR	20,00					
			CS 10.3 RD	TOR	20,00					

Tableau 19 : Les caractéristiques des prises sur les canaux secondaires

PFE	Canaux	Zrsec (m)	Hsec (m)	Q (l/s)	H (m)	S (m2)	D (m)
PFE 1	CS 1.13 RG	206,00	0,19	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 1.14 RG	205,80	0,19	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 1.1 RD	215,60	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 1.2 RD	214,90	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 1.3 RD	213,20	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
PFE 2	CS 2.1 RG	205,01	0,19	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 2.2 RG	204,40	0,19	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 2.3 RG	203,55	0,19	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 2.4 RG	202,65	0,19	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 2.6 RG	200,70	0,19	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 2.8 RG	199,95	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
PFE 4	CS 4.1 RD	206,70	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 4.2 RD	204,70	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 4.3 RD	204,30	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 4.4 RD	203,10	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
PFE 5	CS 5.1 RG	199,00	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 5.2 RG	198,65	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 5.3 RG	198,20	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 5.4 RG	197,65	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 5.5 RG	196,90	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 5.6 RG	197,00	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
PFE 7	CS 7.3 RG	198,70	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 7.4 RG	197,50	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 7.2 RD	199,50	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 7.3 RD	199,30	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 7.4 RD	197,50	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
PFE 8	CS 8.1 RG	195,80	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 8.2 RG	195,40	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 8.3 RG	195,20	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 8.4 RG	194,90	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 8.1 RD	196,00	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 8.2 RD	195,90	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 8.3 RD	194,90	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
PFE 9	CS 9.1 RG	194,20	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.2 RG	194,05	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.3 RG	192,70	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.4 RG	192,15	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.5 RG	191,50	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.6 RG	191,00	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.1 RD	194,00	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.2 RD	193,20	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.3 RD	193,30	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.4 RD	192,25	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.5 RD	191,90	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 9.6 RD	191,40	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
PFE 10	CS 10.1 RG	190,30	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 10.2 RG	189,85	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15
	CS 10.3 RG	189,80	0,15	20,00	0,10	0,02	0,15

Tableau 20 : Les caractéristiques des prises sur les canaux primaires

PFE	Canaux	Q (l/s)	Zcp (m)	hcp (m)	L seuil (m)	h' (m)	hcp+h' (m)	Zrsec (m)	hsec (m)	Ycp (m)	Q (l/s)	Ysec (m)	H (m)	S (m2)	D (m)
	CP 1 RD	20	215,59	0,16	0,51	0,08	0,24	215,60	0,15	215,83		215,75	0,08	0,02	0,16
		20	214,82	0,16	0,51	0,08	0,24	214,90	0,15	215,06		215,05	0,01	0,06	0,28
		20	213,4	0,16	0,51	0,08	0,24	213,20	0,15	213,64		213,35	0,29	0,01	0,12
PFE 2	CP 2 RD	20	205,11	0,23	0,67	0,07	0,30	205,01	0,19	205,41	20,00	205,20	0,21	0,01	0,13
		20	204,40	0,23	0,67	0,07	0,30	204,40	0,19	204,70	20,00	204,59	0,11	0,02	0,15
		20	203,55	0,23	0,67	0,07	0,30	203,55	0,19	203,85	20,00	203,74	0,11	0,02	0,15
		20	202,67	0,18	0,51	0,08	0,26	202,65	0,19	202,93	20,00	202,84	0,09	0,02	0,16
PFE 4	CP 4 RD	20	206,68	0,22	0,67	0,07	0,29	206,70	0,15	206,97	20,00	206,85	0,12	0,02	0,15
		20	205,16	0,22	0,67	0,07	0,29	204,70	0,15	205,45	20,00	204,85	0,60	0,01	0,10
		20	204,30	0,18	0,51	0,08	0,26	204,30	0,15	204,56	20,00	204,45	0,11	0,02	0,15
		20	203,05	0,18	0,51	0,08	0,26	203,10	0,15	203,31	20,00	203,25	0,06	0,02	0,17
PFE 5	CP 5 RG	20	199,43	0,23	0,67	0,07	0,30	199,00	0,15	199,73	20,00	199,15	0,58	0,01	0,10
		20	198,84	0,23	0,67	0,07	0,30	198,65	0,15	199,14	20,00	198,80	0,34	0,01	0,11
		20	198,29	0,21	0,51	0,08	0,29	198,20	0,15	198,58	20,00	198,35	0,23	0,01	0,12
		20	197,74	0,21	0,51	0,08	0,29	197,65	0,15	198,03	20,00	197,80	0,23	0,01	0,12
	CP 7 RD	20	199,56	0,27	0,51	0,08	0,35	199,50	0,15	199,91	20,00	199,65	0,26	0,01	0,12
		20	199,27	0,27	0,51	0,08	0,35	199,30	0,15	199,62	20,00	199,45	0,17	0,01	0,13
PFE 8	CP 8 RG	20	196,05	0,21	0,51	0,08	0,29	195,80	0,15	196,34	20,00	195,95	0,39	0,01	0,11
		20	195,46	0,26	0,51	0,08	0,34	195,40	0,15	195,80	20,00	195,55	0,25	0,01	0,12
	CP 8 RD	20	196,24	0,27	0,51	0,08	0,35	196,00	0,15	196,59	20,00	196,15	0,44	0,01	0,10
		20	195,98	0,27	0,51	0,08	0,35	195,90	0,15	196,33	20,00	196,05	0,28	0,01	0,12
PFE 9	CP 9 RG	20	194,23	0,26	0,51	0,08	0,34	194,20	0,15	194,57	20,00	194,35	0,22	0,01	0,12
		20	194,01	0,26	0,51	0,08	0,34	194,05	0,15	194,35	20,00	194,20	0,15	0,01	0,14
		20	192,71	0,21	0,51	0,08	0,29	192,70	0,15	193,00	20,00	192,85	0,15	0,01	0,14
	CP 9 RD	20	193,94	0,24	0,51	0,08	0,32	194,00	0,15	194,26	20,00	194,15	0,11	0,02	0,15
		20	193,20	0,24	0,51	0,08	0,32	193,20	0,15	193,52	20,00	193,35	0,17	0,01	0,13
		20	192,60	0,24	0,51	0,08	0,32	192,70	0,15	192,92	20,00	192,85	0,07	0,02	0,17

Tableau 21 : Les ETP moyennes mensuelles de la station de Daloa

	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total
1990	122,9	130,7	139,9	129,3	120,8	106,1	86,4	103,8	109,8	80,1	114,3	107,1	<b>1 351</b>
1991	134,4	130,0	135,2	132,2	114,8	73,8	79,6	94,7	102,0	111,5	101,9	95,5	<b>1 306</b>
1992	111,0	131,1	139,8	121,5	119,7	130,9	90,9	96,7	67,7	39,1	68,3	33,4	<b>1 150</b>
1993	122,7	130,6	137,5	122,8	126,1	104,1	88,7	92,7	100,9	113,9	109,5	100,2	<b>1 350</b>
1994	123,2	131,1	144,7	134,1	127,8	113,5	86,4	99,3	105,9	95,8	108,1	101,3	<b>1 371</b>
1995	122,9	130,7	139,9	128,0	121,8	105,7	86,4	97,4	97,3	88,1	100,4	87,5	<b>1 306</b>
1996	122,8	130,7	139,4	127,7	122,0	105,6	86,4	96,2	94,8	89,7	97,6	83,6	<b>1 297</b>
1997	120,5	130,8	140,3	126,8	123,5	112,0	87,8	96,4	93,3	85,3	96,8	81,2	<b>1 295</b>
1998	122,4	130,8	140,4	127,9	124,3	108,2	87,1	96,4	98,4	94,6	102,5	90,8	<b>1 324</b>
1999	122,4	130,8	140,9	128,9	123,9	109,0	86,8	97,1	97,9	90,7	101,1	88,9	<b>1 318</b>
2000	107,6	128,5	136,9	128,6	106,0	112,0	84,8	94,4	96,3	112,5	104,9	97,7	<b>1 310</b>
2001	115,8	135,5	92,1	117,2	115,3	103,9	89,0	76,0	52,9	109,1	106,5	62,3	<b>1 176</b>
2002	99,1	117,6	124,0	112,6	110,7	90,3	82,4	79,0	92,3	32,5	95,2	89,4	<b>1 125</b>
2003	103,9	114,6	120,5	113,3	126,4	100,9	96,4	91,8	106,8	73,2	72,2	97,3	<b>1 217</b>
2004	113,4	121,3	126,8	132,1	123,5	103,8	94,8	94,8	106,1	110,8	111,9	93,7	<b>1 333</b>
2005	100,9	121,2	126,0	125,4	122,2	98,3	91,9	84,5	109,0	109,3	103,1	113,7	<b>1 306</b>
MIN	99,1	114,6	92,1	112,6	106,0	73,8	79,6	76,0	52,9	32,5	68,3	33,4	
<b>MOY</b>	<b>117,7</b>	<b>128,3</b>	<b>133,2</b>	<b>125,5</b>	<b>120,4</b>	<b>105,3</b>	<b>87,6</b>	<b>93,8</b>	<b>94,8</b>	<b>88,5</b>	<b>99,4</b>	<b>87,3</b>	<b>1 282</b>
MAX	134,4	135,5	144,7	134,1	127,8	130,9	96,4	103,8	109,8	113,9	114,3	113,7	

Tableau 19 : Les pluies moyennes mensuelles du poste de Buyo

	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total
1995	0,0	13,7	156,5	166,8	199,3	292,4	91,6	402,2	223,4	137,7	61,9	95,1	<b>1 841</b>
1996	17,1	23,9	115,5	178,6	156,7	192,2	142,1	158,7	135,9	194,1	55,1	48,1	<b>1 418</b>
1997	102,5	0,0	222,7	86,8	184,2	197,4	116,9	280,5	179,7	165,9	58,5	71,6	<b>1 667</b>
1998	0,0	6,0	53,4	230,2	68,5	160,7	201,0	56,4	254,7	210,6	93,8	33,4	<b>1 369</b>
1999	29,9	10,9	137,0	98,1	102,8	240,6	113,2	119,5	271,6	218,4	106,2	14,1	<b>1 462</b>
2000	128,2	0,0	190,3	151,3	135,7	119,4	150,9	113,8	215,4	80,9	119,9	0,0	<b>1 406</b>
2001	0,0	0,0	131,1	170,2	203,3	79,3	177,8	80,7	75,6	62,2	84,8	9,7	<b>1 075</b>
2002	22,3	26,3	111,6	117,7	82,9	96,4	147,3	104,7	187,5	120,5	103,6	7,9	<b>1 129</b>
2003	0,0	90,0	88,2	86,7	130,1	211,7	145,1	343,8	450,9	204,2	142,6	91,5	<b>1 985</b>
2004	0,0	34,6	117,0	81,2	147,9	180,6	136,7	153,3	130,9	152,8	243,2	6,9	<b>1 385</b>
2005													<b>0</b>
Min	0,0	0,0	53,4	81,2	68,5	79,3	91,6	56,4	75,6	62,2	55,1	0,0	
<b>Moy</b>	<b>30,0</b>	<b>20,5</b>	<b>132,3</b>	<b>136,8</b>	<b>141,1</b>	<b>177,1</b>	<b>142,3</b>	<b>181,4</b>	<b>212,6</b>	<b>154,7</b>	<b>107,0</b>	<b>37,8</b>	<b>1 474</b>
Max	128,2	90,0	222,7	230,2	203,3	292,4	201,0	402,2	450,9	218,4	243,2	95,1	