



bnetd

ETUDE TECHNIQUE DE L'AMENAGEMENT DU PERIMETRE EN AVAL DU
BARRAGE SUR LA RIVIERE GNANAGA

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE MASTER DANS LA SPECIALITE
GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Présenté et soutenu publiquement le 05 juillet 2017 par

Eric Amanzoule NIAMKE

Mémoire dirigé par :

Dr Amadou KEITA, Enseignant Chercheur 2iE

M. DIARRA Abdoulaye, Ingénieur Génie Rural BNETD

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Dial NIANG

Membres et correcteurs : M. Bassirou BOUBE
M. Bouraima KOUANDA

Promotion [2015/2016]

DEDICACES

A mon regretté

cher père NIAMKE Allié Yeffé,

A ma mère pour qui aucun acte ne pourra exprimer mes sentiments,

A mon Oncle YANKEY Kojoe Felix

pour son soutien moral et ses sacrifices

le long de ma formation,

A mes frères et sœurs,

A toute ma famille,

A tous mes amis,

Je dédie ce mémoire.

REMERCIEMENTS

La rédaction de ce mémoire a été rendue possible grâce au concours de différents acteurs tant au niveau du 2iE qu'au niveau du BUREAU NATIONAL D'ETUDES TECHNIQUES ET DE DEVELOPPEMENT (BNETD).

C'est l'occasion pour nous, de témoigner de notre reconnaissance à toutes ces personnes qui n'ont ménagé aucun effort pour la réussite de ce travail.

Nous adressons particulièrement nos remerciements à l'endroit de:

* M. Kinapara COULIBALY, Directeur Général du BUREAU NATIONAL D'ETUDES TECHNIQUES ET DE DEVELOPPEMENT (BNETD), pour nous avoir permis de faire notre mémoire de fin de formation dans sa structure.

* M. Fiko KOUAME, Directeur du Département Agriculture et Développement Rural (DADR), qui a bien voulu nous accueillir dans son département.

* M. TOURE Gnininkanhombron, Chef du Service Aménagement Rural (SAR), pour ses conseils, ses critiques et sa disponibilité.

* M. DIARRA Abdoulaye, chargé d'études au Service Aménagement Rural (SAR), mon maître de stage pour l'assistance et les conseils qu'il nous a généreusement donné. Ce travail n'aurait pas été réalisé sans son aide. Merci pour votre patience.

* Tout le personnel du Département Agriculture et Développement Rural (DADR), pour leurs remarques, leurs conseils et leurs disponibilités.

* Dr. Amadou KEITA, enseignant- chercheur 2iE, pour son entière disponibilité à nous guider et orienter notre travail dans le souci d'aboutir à des résultats fiables ;

* Tout le corps professoral 2iE ;

Enfin, notre gratitude va à l'endroit de nos amis de promotion pour leur solidarité.

RESUME

Le présent rapport est un avant-projet détaillé d'un aménagement d'irrigation gravitaire qui se situe dans le nord de la côte d'ivoire, plus précisément dans la sous-préfecture de Dabakala dans le département de Dabakala. L'objectif principal de cet aménagement hydro-agricole est de contribuer à l'effort national qui est l'autosuffisance en riz, cette perspective est actuellement en cours en Côte d'Ivoire. Notre étude s'étend sur une superficie de 150 ha, et sur ce site il est prévu la culture de riz en double saison. Le climat de la zone d'étude est prédominé par le climat soudanien et est marqué par deux grandes saisons, nous avons une saison sèche, qui s'étend de novembre à mars et une saison pluvieuse allant d'avril à octobre. La plaine à aménager est subdivisée en deux blocs de part et d'autre du lit mineur. Chaque bloc est divisé en parcelles allant de 4,56 ha à 11 ha. Pour cette étude, il sera question de réaliser l'aménagement avec prise au fil de l'eau. Cependant, le barrage quant à lui servira de complément pour la saison sèche. Le débit d'équipement retenu pour le dimensionnement du réseau d'irrigation est égal à 3,93 l/s/ha. Les calculs économiques de rentabilité, nous donnent une durée de retour sur investissement de deux années.

Pour ce aménagement, des ouvrages de prises d'eaux et de drainage pour évacuer les eaux excédentaires du périmètre et un réseau de circulation seront réalisés. Le coût global de l'aménagement s'élève à un montant total de **283 555 000** FCFA soit **4 334 380** FCFA à l'hectare.

Mots clés:

- ✓ **Aménagement**
- ✓ **Barrage**
- ✓ **Double saison**
- ✓ **Drains**

ABSTRACT

This report is a detailed outline of a surface irrigation project in the northern part of the Ivory Coast, specifically in the sub-prefecture of Dabakala in the department of Dabakala. The main objective of this surface irrigation is to contribute to the national effort, which is self-sufficiency in rice; this perspective is currently under way in Côte d'Ivoire. Our study covers an area of 150 ha, and on this site is planned the cultivation of rice in double season. The climate of the study area is dominated by the Sudanese climate and is marked by two great seasons; we have a dry season, from November to March and a season Rainy season from April to October. The plain to be developed is subdivided into two blocks on each side of the minor bed. Each block is divided into plots ranging from 4.56 ha to 11 ha. For this study, it will be a question of realizing the surface irrigation with catch with the wire of the water. However, the dam will serve as a complement to the dry season. The flow rate of equipment selected for irrigation system sizing is 3.93 l/s/ha. The economic calculations of profitability, give us duration of return on investment of two years.

For this surface irrigation, intake and drainage works to evacuate the excess water from the perimeter and a circulation network will be carried out. The total cost of the surface irrigation amounts to a total of 283 555 000 FCFA or 4 334 380 FCFA per hectare.

Keys words:

- ✓ **Arrangement**
- ✓ **Dam**
- ✓ **Double season**
- ✓ **Drains**

SIGLES ET ABREVIATIONS

ANADER	: Agence Nationale d'Appui au Développement Rural
BNETD	: Bureau National d'Etudes Techniques et de Développement
BV	: Bassin Versant
C°	: Degré Celcius
Cf	: Confère
CH	: Chute
DL	: Drains Latéraux
DN	: Diamètre nominal
DRI	: Durée de Retour sur Investissement
ETP	: Evapotranspiration Potentielle
ha	: Hectare
Hs	: Hauteur de seuil
IST	: Infection Sexuellement Transmissible
Kc	: Coefficient cultural
km²	: Kilomètre carré
Ks	: Coefficient de rugosité de Manning Strickler
Ksat	: Taux d'infiltration
Lb	: Longueur du bassin
lb	: Largeur du bassin
l/j	: Litre par jour
l/s	: Litre par seconde
Ls	: Longueur de seuil
l/s/ha	: Litre par seconde par hectare
m	: Mètre
m³	: Mètre cube
m³/an	: Mètre cube par année
m³/Km²/an	: Mètre cube par kilomètre carré par année
m³/s	: Mètre cube par seconde
mm	: Millimètre
mm/h	: Millimètre par heure
mm/j	: Millimètre par jour

MINADER	: Ministère de l'Agriculture et du Développement Rural
ONDR	: Office National de Développement de la Riziculture
P	: Niveau de signification
PVC	: Polychlorure de Vinyle
RGPH	: Recensement Général de la Population et de l'Habitat
RD	: Rive Droite
RG	: Rive Gauche
RU	: Réserve Utile
SIDA	: Syndrome d'Immuno Déficience Acquise
SNDR	: Stratégie Nationale de Développement de la filière Riz.
SODEXAM	: Société d'Exploitation et de Développement Aéroportuaire, Aéronautique et Météorologique.
SOGREAH	: Société Grenobloise d'Etudes et d'Application Hydrauliques
t/ha	: Tonne par hectare
THETA F_C	: Humidité à la Capacité au Champs
THETA W_P	: Humidité au Point de Flétrissement
TU	: Tuyau
UBT	: Unité Bétail Tropical
%	: Pourcentage
2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	iii
SIGLES ET ABREVIATIONS	vi
LISTE DES TABLEAUX	4
LISTE DES FIGURES	5
I. INTRODUCTION	6
CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE	6
1.1. STRUCTURE D'ACCUEIL	7
1.1.1 BNETD.....	7
1.1.2 MISSIONS	7
1.1.3 ORGANISATION	7
1.1.4 SERVICE D'ACCUEIL	7
II. OBJECTIFS DU TRAVAIL	8
III. MATERIELS ET METHODES	9
3.1. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	9
3.1.1 LOCALISATION DU SITE.....	9
3.1.2 MILIEU PHYSIQUE	10
3.1.3 MILIEU SOCIO-ECONOMIQUE.....	12
3.2. MATERIELS	12
3.2.1 BUREAUTIQUES.....	12
3.2.2 LOGICIELS	12
3.2.3 AUTRES MATERIELS	12
3.3. METHODES	13
3.3.1 LA REVUE DOCUMENTAIRE.....	13
3.3.2 LA VISITE DE TERRAIN.....	13
3.3.3 LA COLLECTE ET L'EXPLOITATION DES DONNEES DE BASES	14
3.3.4 L'AVANT PROJET DETAILLE	21
IV. RESULTATS	26
4.1 LA VISITE DE TERRAIN	26
4.1.1 ECOULEMENTS.....	26
4.1.2 MISE EN VALEUR ACTUELLE DES TERRES	26
4.1.3 PRATIQUE CULTURALE SUR LE PERIMETRE	26

4.1.4 LES TYPES D'OUVRAGES	26
4.1.5 ORGANISATION ET GESTION DE L'EAU SUR LE PERIMETRE	27
4.1.6 PROBLEMES RENCONTREES PAR LES EXPLOITANTS	27
4.2 SYNTHESE DES ETUDES DE BASE.....	27
4.2.1 ETUDES TOPOGRAPHIQUES	27
4.2.2 ETUDES PEDOLOGIQUES.....	27
4.2.3 ETUDES HYDROLOGIQUES.....	28
4.3. BILAN DE LA RETENUE.....	29
4.3.1 BESOINS EN EAU DU RIZ.....	29
4.3.2 BESOINS EN EAU DE LA TOMATE.....	29
4.3.3 BESOINS PASTORAUX (ABREUVEMENT DU BETAIL)	29
4.3.4 PERTES EN EAU DE LA RETENUE.....	30
4.3.5. MESURES D'INFILTRATION	30
4.3.6 SURFACE IRRIGABLE	31
4.4. LES PARAMETRES D'IRRIGATION.....	32
4.4.1 LE DEBIT FICTIF CONTINU: DFC.....	32
4.4.2 LE DEBIT MAXIMUM DE POINTE: DMP.....	32
4.4.3 LA DOSE BRUTE D'IRRIGATION: Db	33
4.4.4 LA MAIN D'EAU.....	33
4.4.5 LE QUARTIER HYDRAULIQUE (W).....	33
4.4.6 LA ROTATION (R)	33
4.4.7 LA DUREE DU POSTE D'IRRIGATION (T) A L'HECTARE	33
4.5. RESEAUX ET OUVRAGES DE L'AMENAGEMENT	33
4.5.1 LE RESEAU D'IRRIGATION	33
4.5.2 LE RESEAU DE DRAINAGE.....	35
4.5.3 LE RESEAU DE CIRCULATION	36
4.5.4 OUVRAGES PONCTUELS	36
4.6. MODE DE GESTION DE L'AMENAGEMENT	37
4.6.1 OCCUPATION DES PERIMETRES.....	37
4.6.2 MISE EN FORME DES PARCELLES.....	37
4.6.3 CALENDRIER D'IRRIGATION	37
4.7. INFRASTRUCTURE D'ACCOMPAGNEMENT.....	38
4.8. ESTIMATION DU COUT DE L'AMENAGEMENT	38
4.9. ESTIMATION DE LA DUREE DE RETOUR SUR INVESTISSEMENT.....	38
5.0. CALENDRIER DES TRAVAUX	38

V. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	40
5.1. IDENTIFICATION DES SOURCES D'IMPACTS	40
5.2. IMPACT EN PHASE DE REALISATION DU PROJET.....	40
5.2.1 IMPACT SUR LA QUALITE DE L'AIR.....	40
5.2.2 IMPACT SUR LES SOLS	40
5.2.3 IMPACT SUR LES ECOULEMENTS ET LA QUALITE DES EAUX	41
5.2.4 IMPACT SUR LE PAYSAGE, LA VEGETATION ET LA FAUNE	41
5.2.5 IMPACTS SUR LA SANTE, LA SECURITE ET LE VOISINAGE	41
5.2.6 CONCLUSION	42
5.3. IMPACTS EN PHASE D'EXPLOITATION DE L'AMENAGEMENT	42
5.4. MESURES D'ATTENUATIONS	43
5.4.1 EN PHASE DE REALISATION DU PROJET.....	43
5.4.2 EN PHASE D'EXPLOITATION DU PERIMETRE	43
VI. DISCUSSION ET ANALYSES.....	45
6.1. AU NIVEAU DU RESEAU D'IRRIGATION.....	45
6.2. AU NIVEAU DE LA NOTICE ENVIRONNEMENTALE.....	45
6.3. AU NIVEAU DES APPORTS EN EAU DANS LE BARRAGE.....	45
6.4. AU NIVEAU DU BILAN DE LA RETENUE	45
6.5. AU NIVEAU DES PARAMETRES D'IRRIGATION	46
6.6. AU NIVEAU DU SOL	46
VII. CONCLUSION.....	47
VIII. RECOMMANDATIONS.....	48
IX. BIBLIOGRAPHIE.....	49
X. ANNEXES	50
LISTES DES ANNEXES.....	50

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Pluviométrie moyenne annuelle à Dabakala (1966-2000)	11
Tableau 2: Caractéristiques des variétés envisageables de riz	17
Tableau 3 : Valeur de coefficient cultural pour le riz	17
Tableau 4: Coefficients culturaux de la tomate.....	20
Tableau 5 : Caractéristiques du bassin versant.....	28
Tableau 6: Tableau récapitulatif des apports en eaux annuelles	28
Tableau 7: Les besoins en eau mensuels du riz (Cycle 1 et Cycle 2)	29
Tableau 8: Les besoins en eau de la tomate	29
Tableau 9 : Pertes par évaporation	30
Tableau 10 : Paramètres d'irrigations du mois de pointe	33
Tableau 11: Les caractéristiques des chutes.....	37
Tableau 12: Calendrier d'irrigation	38
Tableau 13: Calendrier des travaux.....	39
Tableau 14:Caractéristiques des PFE.....	66
Tableau 15: Résultats des calculs des débits des drains latéraux	70
Tableau 16:Les caractéristiques des prises sur les canaux primaires.....	75
Tableau 17: Caractéristiques des seuils.....	77
Tableau 18: Caractéristiques des chutes.....	79
Tableau 19:Dimensions des ouvrages de vidanges	84

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de la Côte d'ivoire en Afrique	9
Figure 2: Localisation de la plaine de GNANAGA dans le département de DABAKALA ...	10
Figure 3: Double anneau de MUNTZ	13
Figure 4: Exemple de courbe d'infiltration, point P1	30
Figure 5: Courbe hauteur volume du barrage de Gnanaga.....	31
Figure 6: Courbe d'exploitation de la retenue d'eau	32
Figure 7: Abaque de l'estimation de la hauteur de pluie décennale ponctuelle P10.....	54
Figure 8: Abaque de détermination du coefficient de ruissellement.....	55
Figure 9 : Abaque du temps de base en fonction de la superficie du bassin versant.	56
Figure 10: Dimensions du bassin de type impact.....	84
Figure 11: Plan d'aménagement 1.1	93
Figure 12 : Plan d'aménagement 2.2.....	94

I. INTRODUCTION

CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE

La Côte d'Ivoire, bien que troisième producteur de riz paddy dans l'espace CEDEAO avec plus de 700 mille tonnes après le Nigéria et le Mali, importe chaque année une importante quantité de cette spéculacion pour couvrir plus de 50% de ses besoins en consommation. Le riz est devenu progressivement au cours des dernières décennies, une denrée au centre de l'alimentation de la population ivoirienne. Malgré toutes les politiques mises en œuvre par l'Etat depuis de nombreuses années, ce sont l'équivalent de plus de 150 milliards de FCFA qui sont dépensés annuellement pour l'importation de cette spéculacion. Cet état de fait justifie bien la politique de relance de la filière riz du gouvernement ivoirien. En effet, selon la Stratégie Nationale de Développement de la filière Riz 2011-2020 (SNDR, 2011), celle-ci vise d'une part la couverture des besoins nationaux à partir de 2016 avec une production locale de 1.9 millions de tonnes de riz blanchi et d'autre part, une production d'environ 2.1 millions de tonnes de riz blanchi à l'horizon 2018.

La relance de cette filière passe nécessairement par la réalisation ou la réhabilitation d'infrastructures destinées à la riziculture. L'Office National de Développement de la Riziculture(ONDR) a donc entrepris la réalisation d'aménagements rizicoles sur toute l'étendue du territoire national.

L'aménagement de la plaine de Gnanaga objet de notre étude, est une partie intégrante de la Stratégie Nationale de Développement de la filière Riz destiné à la relance de la production rizicole dont l'objectif est de parvenir à une couverture des besoins nationaux.

Le présent document constitue le mémoire de fin d'étude portant sur l'aménagement du périmètre irrigué de la plaine de Gnanaga.

Après avoir présenté de manière générale la zone d'étude et ses objectifs, ce document propose les méthodes et les matériels utilisés, élabore des propositions techniques pour l'aménagement du périmètre irrigué, présente les résultats de l'étude en suggérant des mesures techniques pour l'exploitation durable de l'aménagement, propose des recommandations et établit l'avant-métré de l'aménagement du périmètre.

1.1. STRUCTURE D'ACCUEIL

1.1.1 BNETD

Créé en 1978 sous la dénomination de Direction et Contrôle des Grands Travaux (DCGTx), le Bureau National d'Etudes Techniques et de Développement a largement contribué à réaliser le développement de la Côte d'Ivoire.

Spécialisé dans la planification du développement, l'amélioration de l'efficacité des études et du contrôle des travaux ainsi que la rationalisation des investissements, le BNETD intervient dans les secteurs du développement notamment, les infrastructures et bâtiments, l'agriculture, l'environnement, les technologies de l'information et de la communication, l'aménagement du territoire et la décentralisation et enfin, les études économiques et financières.

Depuis 2004, le BNETD est le maillon d'une chaîne d'expertises africaines qui bâtit, pense et réalise le développement de l'Afrique.

1.1.2 MISSIONS

Chargé d'accompagner principalement l'Etat de Cote d'Ivoire mais aussi le secteur privé pour

- L'assistance conseil
- La conception
- Le suivi-contrôle
- La production cartographique

1.1.3 ORGANISATION

A la faveur de l'adoption du plan stratégique Bnetd 3.0, une nouvelle organisation a été mise en place par la direction générale actuelle. A savoir:

Quatre (04) pôles, onze (11) départements, et cinq (05) autres départements et cellule d'appui.

1.1.4 SERVICE D'ACCUEIL

Nous avons eu l'honneur d'être accueilli au service Aménagement Rural(SAR) du Département Agriculture et Développement Rural(DADR) rattaché au Pôle Agriculture Informations Géographique et Numérique (PAIGN). Ses missions sont entre autres:

- Les études techniques
- Le contrôle des études et des travaux
- L'exécution de projets
- L'appui administratif et l'assistance-conseil

Le service Aménagement Rural compte en son sein quatorze (14) agents.

II. OBJECTIFS DU TRAVAIL

L'objectif général de l'étude est de mettre en place un aménagement hydroagricole dans la localité de GNANAGA. Pour y parvenir, les objectifs spécifiques suivants sont poursuivis:

- Procéder à des études de base (topographique, pédologique, hydrologique)
- Déterminer le coût des travaux ainsi que la durée de retour sur investissement
- Etablir le calendrier des travaux
- Définir la notice d'impact environnemental

III. MATRIELS ET METHODES

3.1. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

3.1.1 LOCALISATION DU SITE

Le département de Dabakala est situé dans la Région de la vallée du Bandama au centre nord de la côte d'Ivoire. Il est limité:

- au Nord par la sous-préfecture de Kong,
- au Sud par le département de Bouaké,
- à l'Est par les départements de Bondoukou et de Bouna,
- à l'Ouest par le département de Katiola,
- Le département s'étend entre les 8^{ème} et 9^{ème} latitude Nord et le 4^{ème} et 5^{ème} longitude Est et couvre une superficie de 9 670 km².

Les coordonnées géographiques du site sont les suivantes:

-Latitude nord : 08 22'10,5'' N

-Longitude Ouest : 04 28'0,2'' W



Figure 1: Localisation de la Côte d'Ivoire en Afrique

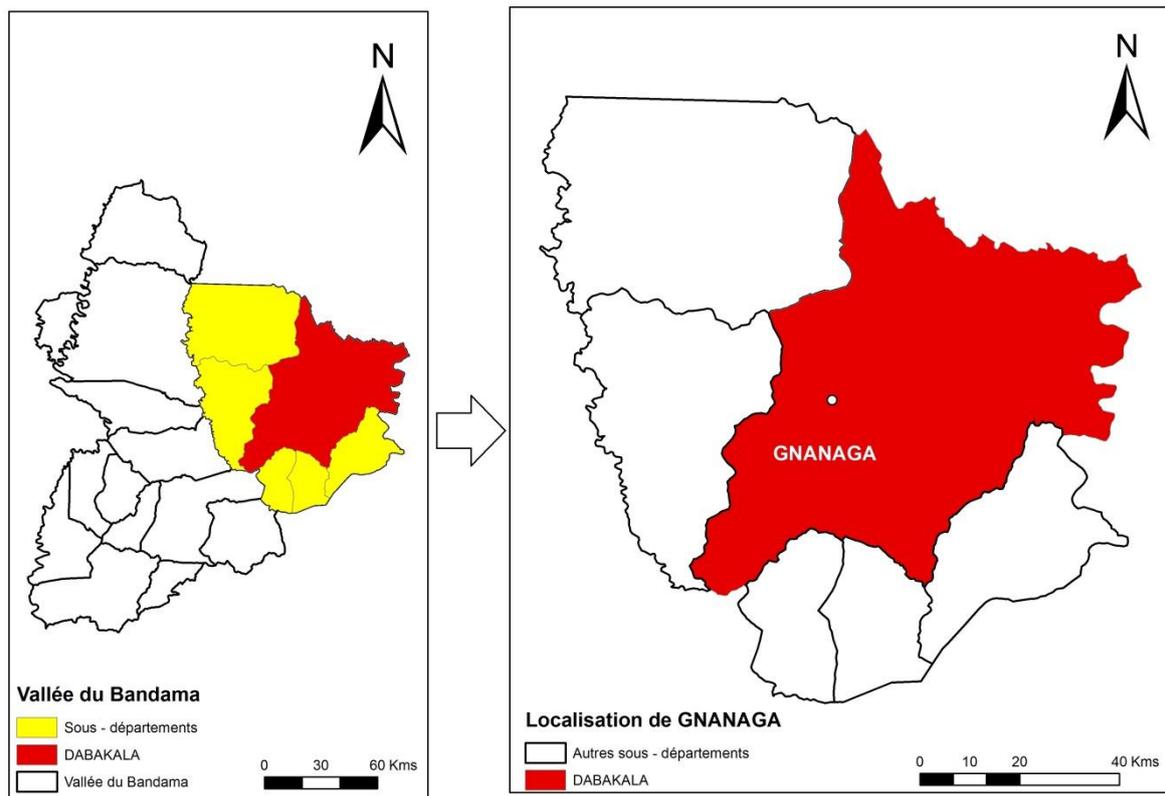


Figure 2: Localisation de la plaine de GNANAGA dans le département de DABAKALA

3.1.2 MILIEU PHYSIQUE

3.1.2.1 La végétation

La végétation rencontrée dans la zone d'étude est la savane arborée avec par endroit de grands arbres tels que le fromager, l'iroko, l'acajou. Mais en certains endroits on trouve la savane herbeuse parsemée de forêts galeries. Les herbes rencontrées sont le chromolena odorata, et le panicum favorables à l'élevage (ANADER, 2009).

3.1.2.2 Le relief

Le département de Dabakala présente un relief doux de pente faible à moyenne. Toute fois la monotonie d'ensemble se soldant par une altitude de 400m. Les accidents du relief dans le département consistent en quelques collines, hauteurs rocheuses et monts s'élevant entre 100 et 700 mètres comme suit:

- Niangbion, kourdia, tosan dans la sous-préfecture de Dabakala
- Diellé et niangbo dans la sous-préfecture de Foumbolo

Une mention spéciale doit être faite de la «guirlande de relief» qui dans la zone entre la comoé et N'Zi atteint localement 600m d'altitude (Mont Gorohoui, alignement de buttes situées au sud est de Dabakala). Les formes y sont tabulaires, établie sur des roches vertes

cuirassées avec des bandes étirées de quartzites (ANADER, 2009).

3.1.2.3 Le sol

Les sols sont généralement de type ferralitique, argilo-sableux peu profonds et plus ou moins riches par endroits; le potentiel de fertilité est de moyenne à médiocre. Dans l'ensemble, la structure du sol est acceptable et favorable aux cultures vivrières et des cultures pérennes comme l'anacarde (ANADER, 2009).

3.1.2.4 Le climat

Le climat de la zone d'étude est dominé par le climat soudanien . La température moyenne annuelle est égale de 27°C. Il est caractérisé par deux saisons:

- une saison sèche (à peine 10% de la pluie annuelle) de forte chaleur qui s'étend de novembre à mars. Elle est très marquée de décembre à février par l'harmattan un vent sec et chaud de secteur Nord-Est, abaissant l'humidité relative de l'air à 40 ou 30%
- une saison de pluie (près de 90% de la pluie annuelle) d'avril à octobre, comportant toutefois des variations tant spatiale que temporelle importantes au niveau de la pluviométrie avec cependant une baisse relative de la hauteur de pluie dans le mois de juillet (MINADER, 2014).

3.1.2.5 La pluviométrie

Les données pluviométriques (1966-2000) sont celles de la station météorologique de Dabakala. La pluviométrie moyenne annuelle observée est de 992mm avec deux pointes en août et septembre. Elle est relativement faible par rapport à la moyenne nationale qui est de 1352 mm.

Tableau 1: Pluviométrie moyenne annuelle à Dabakala (1966-2000)

Mois	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total
Pluies (mm)	4,9	17,1	62,9	112,6	119,1	121,8	104,2	146,0	162,4	106,9	23,3	10,9	992

(Source: SODEXAM)

3.1.2.6 Le réseau hydrographique

L'hydrographie est caractérisée par un important réseau de cours d'eau non permanents pour la quasi-totalité. Le site est drainé par le Gnanaga, affluent du second ordre du fleuve Nzi lui-même affluent du premier ordre du Bandama l'un des quatre fleuves les plus importants de la Côte d'Ivoire.

3.1.3 MILIEU SOCIO-ECONOMIQUE

3.1.3.1 La Population

Selon les données du recensement général de la population et de l'habitat, la population de la sous-préfecture de Dabakala est de 55 769 habitants avec un taux d'accroissement de 4% par an (RGPH, 2014).

3.1.3.2 L'économie

L'agriculture constitue la principale activité économique du département. Elle utilise plus de 60% de la population active (ANADER, 2009). Les principales cultures pratiquées par les populations sont l'igname, le maïs, l'arachide, le riz, l'anacarde et le coton. La taille moyenne d'une exploitation agricole est 2 ha. Les femmes jouent un rôle essentiels dans le mécanisme de production légumière et vivrière à travers les groupements informels (RNA, 2001). Avec l'appui de la FAO, du PNUD et de l'ANADER, elles constituent le moteur du développement en matière de vivriers et de maraîchers.

3.2. MATERIELS

Les matériels utilisés pour atteindre nos objectifs sont les suivants :

3.2.1 BUREAUTIQUES

- Ordinateurs portables pour le traitement des données
- Imprimante pour le tirage des plans

3.2.2 LOGICIELS

- Autocad 2014 pour la conception des dessins de l'aménagement
- Covadis pour Autocad 2007 pour l'élaboration des différents profils
- Microsoft (Excel 2010 et Word 2010) pour les calculs, la saisie des données et la rédaction du rapport.

3.2.3 AUTRES MATERIELS

- L'outil internet pour la recherche de documents afférents à notre étude
- GPS pour la localisation et la prise des coordonnées des points
- Un questionnaire collectif administré aux producteurs
- Le double anneau de MUNTZ, pour les mesures d'infiltrations



Figure 3: Double anneau de MUNTZ

3.3.METHODES

La démarche méthodologique adoptée pour réaliser notre étude est orientée suivants les axes suivants:

3.3.1 LA REVUE DOCUMENTAIRE

Cette étape a consisté à :

- Revoir les anciens mémoires et projets afférents à notre étude
- Lire les documents du BNETD sur les types d'aménagements hydro-agricoles
- Faire des recherches sur internet pour une bonne compréhension du terme de référence afin d'apporter des propositions acceptables

3.3.2 LA VISITE DE TERRAIN

La visite de terrain a portée sur: le prédiagnostic du périmètre à aménager; entretien avec les producteurs et agents qui travaillent sur le site et les mesures d'infiltration.

3.3.2.1 Le prédiagnostic du périmètre

Le prédiagnostic a consisté a nous rendre sur le site du projet afin de mieux nous imprégner des réalités du périmètre à aménager dans l'optique de mieux orienter nos choix techniques. Il est important de préciser qu'un bon nombre d'études pédologiques et topographiques avaient été déjà réalisés quand nous arrivions.

3.3.2.2 Entretien mené avec les producteurs et agents qui travaillent sur le site

Dans l'objectif de la mise en œuvre d'une approche participative pour la conception de l'aménagement, un entrétien a été effectué avec les producteurs ainsi que les agents qui travaillent sur le site. Celui-ci a porté sur: la connaissance des différentes techniques d'irrigation effectuées par les paysans; les rendements et techniques culturales des

spéculations locales; les types d'ouvrages déjà réalisés sur le site et l'organisation autour du périmètre.

3.3.2.3 Les mesures d'infiltration avec le dispositif de Muntz

Quinz (15) mesures d'infiltration à l'aide d'un infiltromètre à double anneau de Muntz ont été réalisées vue le temps que nous disposions et ont été réparties sur l'ensemble du domaine de manière aléatoire de sorte à avoir l'infiltration la plus contraignante du site. Chaque mesure a consisté à enfoncer l'anneau de garde ainsi que l'anneau intérieur dans le sol à l'aide du marteau et une planche pour éviter les fuites latérales. Ensuite, on remplit les deux (02) anneaux d'eau de telle sorte que le niveau d'eau soit le même dans les deux (02) anneaux. Ainsi, les mesures de volume d'eau infiltrée dans l'anneau intérieur ont été faites à la 2eme, 4eme, 6eme, 8eme, 10eme, 15eme, 20eme, 25eme, 30eme, 35eme, 40eme, 45eme, 50eme minutes et à partir de là toute les 10 minutes jusqu'à ce que la vitesse d'infiltration se stabilise.

Une règle de 30cm a servie à la mesure des différentes hauteurs d'eau infiltrées dans le sol.

3.3.3 LA COLLECTE ET L'EXPLOITATION DES DONNEES DE BASES

3.3.3.1 Les études hydrologiques

Ce paragraphe va s'intéresser essentiellement à évaluer le volume d'apport d'eau qui pourrait ruisseler à l'exutoire considéré (le barrage) afin de s'assurer de la disponibilité de la ressource en eau.

3.3.3.1.1 Caractéristiques du bassin versant

- **Superficie et Périmètre**

La superficie (**S en km²**) et le périmètre (**P en km**) du bassin versant ont été déterminés à partir des logiciels Google Earth et Global Mapper.

- **Indice global de pente (I_g)**

Il caractérise le relief du bassin versant et est déterminé par la formule de Grésillon:

$$I_g = \frac{0,026}{\sqrt{S}} * 1000 \text{ (en m/km)} \text{ avec } S: \text{ la superficie du bassin versant en Km}^2.$$

- **Indice global de pente corrigé (I_{gcorr})**

$$I_{gcorr} = \frac{(n-1)*I_g + I_t}{n} \text{ (en m/km)} \text{ avec,}$$

I_t: Pente transversale moyenne

I_g : Pente longitudinale moyenne

n = 3

La pente longitudinale moyenne I_g est déterminée par le rapport: $I = \frac{\Delta H}{L}$ (en m/Km) avec,

L : Longueur du cours d'eau principal diminuée de 20%,

ΔH : La dénivelée maximale obtenue en considérant les côtes le long du cours d'eau principal sans les 20% aux parties extrêmes.

- **Indice de compacité (Ic)**

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

$$Ic = 0,282 * P * S^{-0.5} \text{ avec,}$$

Ic: Indice de compacité,

P: Périmètre du bassin versant en km,

S: Superficie du bassin versant en km².

- **Longueur du rectangle équivalent (L)**

C'est le périmètre du rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant. Elle est donnée par l'expression:

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4} \text{ (en km) avec, S: la surface du bassin versant en Km}^2 \text{ et P: le périmètre en Km.}$$

3.3.3.1.2 Apports en eau dans le barrage

L'objectif de cette démarche est de nous assurer qu'en toute saison, les apports du bassin versant sont susceptibles de remplir la cuvette. Ces apports sont évalués par la méthode de RODIER. C'est un modèle d'évaluation s'appuyant sur la notion de bassin-type.

Ainsi, en s'appuyant sur la courbe de distribution des lames d'eaux écoulées pour des quantiles critiques secs et humides, ainsi que la pluie médiane annuelle, nous obtenons des écoulements générés par ces quantiles sur le bassin versant. (bulletin FAO d'irrigation et de drainage 54, 1996). L'estimation du volume des apports du bassin versant est donnée par la formule suivante.

$$V = K_e * P * S_{BV} \text{ avec,}$$

V : volume des écoulements annuels du BV (m³)

P : Pluviométrie moyenne annuelle (m)

S_{BV} : Superficie du BV (m²)

K_e : coefficient d'écoulement (%)

3.3.3.1.3 Débit de crue décennale

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

- la méthode CIEH/EIER

- la méthode de l'ORSTOM.

▪ **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 ($95 < P < 2000$) mm et peut s'étendre à des bassins versants plus vastes ($0,02 < S < 2000$ Km²) (Compaoré, 1996).

▪ **La méthode ORSTOM**

La méthode ORSTOM est une méthode déterministe qui donne une formule pour la crue décennale. Cette méthode, mise au point à partir de 65 bassins versants de superficie inférieure à 120 Km², s'applique en théorie à toute l'Afrique de l'Ouest, pour une hauteur de précipitation annuelle entre 150 et 1600 mm. La zone sahélienne, par exemple, n'est représentée que par une trentaine de bassins, et les abaques proposés sont peu sûrs pour les superficies inférieures à 5Km² (Chuzeville, 1990).

▪ **La méthode choisie pour le calcul de la crue décennale**

Pour le calcul de la crue décennale l'on a choisi la méthode ORSTOM qui est aussi une méthode usuelle en zone tropicale parce qu'elle est simple à utiliser. Dans la méthode, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation: $Q_{r10} = A \cdot P_{10} \cdot K_{r10} \cdot \alpha_{10} \cdot \frac{S}{Tb_{10}}$ avec,

A : le coefficient d'abattement

P10 : la hauteur de pluie décennale ponctuelle P10

Kr10 : le coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale

α_{10} : le coefficient de pointe correspondant à la crue décennale

S : la superficie du bassin versant

Tb10 : le temps de base correspondant à la crue décennale

Ces différents paramètres sont déterminés à l'aide d'abaques ou de formules. Seul α_{10} peut, dans de nombreux cas, être assimilé à une constante.

3.3.3.2 Bilan de la retenue

Cette approche permet de déterminer la superficie irrigable selon les apports annuels en eau.

3.3.3.2.1 Besoins agricoles

▪ **Besoins en eau du riz**

Calage du début des cycles

Dans le cadre de notre étude, deux cycles de culture seront réalisés par an. La priorité sera accordée au cycle de saison des pluies. Le cycle de contre saison sera quant à lui lié à la disponibilité de l'eau dans la retenue. Les variétés de riz envisagées sur ce site sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2: Caractéristiques des variétés envisageables de riz

Nom de la variété		Cycle (jours)	Rendement moyen (t/ha)	Rendement potentiel (t/ha)
BOUAKE 189		125-130	4,5	4,8
NERICA	1-KEAH	90	4,9	4,5
	2-BONFANI	90	4,8	4,3
WITTA 9		120	6	10

(Source: MINADER)

La variété de riz choisi dans le cadre de notre étude est le witta 9 qui présente un meilleur rendement. Les deux cycles de rizicultures sont repartis comme suit:

- le cycle 1 (contre saison) part de mi-décembre à mi-mai
- le cycle 2 (saison des pluies) part de mi-juin à mi-novembre

Le mois de début d'un cycle est réservé à la préparation des terres et de la pépinière.

Les paramètres pour le calcul des besoins en eau de la culture de riz

Les paramètres indispensables pour le calcul des besoins en eau de la culture de riz sont:

L'évapotranspiration de référence ETP (mm)

Les données d'évapotranspiration potentielle (ETP) considérées sont celles de la station agro météorologique de Bouaké (voir détail en annexe 6).

Le coefficient cultural Kc

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

Tableau 3 : Valeur de coefficient cultural pour le riz

Décade	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Kc riz	0, 6	0, 8	1	1	1	1	1	1, 15	1, 15	1, 08	0, 9	0, 9

(Source: FAO)

La pluviométrie P (mm)

Les données de pluies sont mensuelles et proviennent de la station pluviométrique de Dabakala (Voir le détail en annexe 5). Cependant, pour le calcul des besoins en eau, ces données sont ramenées en décades.

L'efficacité globale du réseau E_g

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

$$E_g = \frac{B_{net}}{B_t} \text{ avec,}$$

E_g : efficacité globale du réseau

B_{net} : besoins nets d'irrigation en m^3/ha

B_t : besoins en tête du réseau en m^3/ha

$$E = E_1 * E_2 * E_3$$

E_1 : pertes dues aux transports d'eaux dans les canaux principaux revêtus ou non.

Elles sont très faibles, on les estime à 10% en général, soit $E_1=0,90$ (en béton)

E_2 : Pertes dans les canaux secondaires en béton ou en terre. Elles sont estimées à 17% (canaux en terre), soit $E_2=0,83$

E_3 : Pertes à la parcelle estimées à 13%, soit $E_3= 87\%$ (Akaffou, 2011).

L'efficacité totale vaut 0,65.

Les besoins spécifiques

Les besoins spécifiques concernent la mise en boue ou 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 de la manière suivante:

-une dose de 200 mm au début de chaque cycle

Le remplissage des casiers rizicoles (R)

C'est la quantité ou la lame d'eau nécessaire pour assurer la submersion des casiers rizicoles.

Cette lame d'eau sera constituée de façon intermittente et dépendra des différents stades végétatifs du riz. Il se déroule comme suit:

-une dose de 60 mm au repiquage

-une dose de 30 mm 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.

Méthodologie de détermination des Besoins en eau

L'évapotranspiration maximale (ETM)

Elle est déterminée par la formule ci-dessous:

$$ETM = K_c \times ETP$$

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 émanant des pluies. Ces besoins sont calculés par la formule suivante:

$$Bnp = S + R + E + ETM \text{ avec,}$$

S : saturation du sol

R : remplissage des casiers rizicoles

E : entréien de la lame d'eau

ETM : Evapotranspiration maximale

La pluie efficace

La pluie efficace est donnée par la formule suivante:

$$\text{Si } P < 20 \text{ mm} \Rightarrow Pe = P$$

$$\text{Si } P > 20 \text{ mm} \Rightarrow Pe = P - [0.15 \cdot (P - 20)] \text{ (Memento Irrigation new, 2013).}$$

Pe = pluie efficace.

P = Pluie tombée sur la parcelle.

Besoins net d'irrigation (Bnet)

C'est la quantité d'eau qu'il faut apporter par irrigation à la plante afin de satisfaire ses besoins en eau.

$$Bnet \text{ (mm)} = Bnp - Pe$$

Les besoins brut en tête du réseau (Bb en mm)

C'est la quantité 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.

$$Bb \text{ (mm)} = \frac{Bnet}{E_t}$$

Les besoins brut en tête du réseau (Bb en m³/ha)

C'est la quantité d'eau importante à mobiliser pour couvrir tous les besoins en eau de la parcelle. Elle vaut:

$$Bb \text{ (m}^3\text{/ha)} = Bb \text{ (mm)} \times 10$$

▪ **Les besoins en eau des cultures maraîchères**

Pour les calculs, nous avons choisi la tomate (culture maraîchère la plus exigeante en eau).

Les coefficients culturaux K_c selon le stade végétatifs sont présentés au tableau n°4 ci-dessous. Les besoins en tête du réseau (Bb) et le débit maximum de pointe ont été déterminés par les mêmes formules que celles utilisées pour le riz.

Tableau 4: Coefficients culturaux de la tomate

Phase culturale	Initiale	Développement	Mi-saison	Arrière-saison
Durée (j)	30	40	45	30
K_c	0,5	0,6	1,10	0,8

(Source: FAO)

3.3.3.2 Besoins pastoraux

Pour les besoins pastoraux il sera question d'évaluer le volume d'eau nécessaire pour 1000 bœufs, qui seront permanents dans la zone d'étude. Cependant, nous allons considérer pour le calcul des besoins des transhumants 2000 bœufs.

D'une manière générale, pour l'abreuvement des bétails, les valeurs suivantes sont retenues:

Bovins ou UBT 30 à 40 l/ jour/tête (**Gueye, 2013**).

3.3.3.2.3 Pertes en eau

Les pertes en eau sont constituées essentiellement des pertes par évaporation, par infiltration et la perte de capacité due aux dépôts solides.

▪ **Pertes par évaporation**

Les pertes par évaporation au niveau du bassin ont été calculées par la formule de Bernard POUYAUD de l'ORSTOM ci-dessous : $Pertes = 1,15 * E_{To}$ avec,

E_{To} : évapotranspiration de référence (**en mm/j**)

▪ **Pertes dues aux dépôts solides**

Les particules de terre transportées et accumulées dans la retenue au cours du phénomène érosion-transport-sédimentation constituent les dépôts solides. Ils diminuent la capacité de la retenue par comblement du fond. Ainsi, cette perte due aux dépôts solides est calculée par la formule de Grésillon (**Gueye, 2013**) qui suit: $V = D \times S$ avec,

S : superficie du bassin versant en km^2 ;

V : volume d'apports solides;

D : dégradation spécifique en $m^3/Km^2/an$, avec

$$D = 700 * \left(\frac{P}{100}\right)^{-2,2} * S^{0,1} \text{ d'où}$$

P: pluviométrie moyenne annuelle en mm.

▪ **Mésures d'infiltration**

Un fichier Excel nous a permis de calculer: la hauteur d'eau infiltrée temporellement h (mm), la vitesse d'infiltration V_i (mm/h), le temps moyen d'infiltration T_{moy} (h). Ces données ainsi obtenues ont été ajustées avec le logiciel GraphPad Prism(**A. KEITA *et al.*, 2014**).

3.3.4 L'AVANT PROJET DETAILLE

3.3.4.1 Avantages et contraintes de différentes techniques adaptées à l'irrigation du riz

Dans le cadre de notre étude, deux (02) types d'aménagements sont envisageables. Ce sont:

- Aménagement type "Prise au fil de l'eau" (PFE)
- Aménagement en aval de barrage

3.3.4.1.1 Aménagement type "Prise au fil de l'eau" (PFE)

Avantage de ce type d'aménagement

- La réalisation est relativement simple à mettre en œuvre
- Le coût de la construction est relativement faible.

Inconvénients de cet aménagement

- Inadapté pour les sites ayant une superficie de BV supérieure à 50 Km² sous peine d'être endommagé régulièrement par des crues importantes.
- Assure peu de stockage. Le système ne permet pas un stockage d'eau qui puisse servir à l'irrigation pendant la saison sèche de même qu'il ne permet pas de faire face à une poche de sécheresse prolongée en saison de pluie.

3.3.4.1.2 Aménagement en aval de barrage

Avantage de ce type d'aménagement

- Assure une bonne maîtrise de l'eau.
- Le stockage interannuel des apports en eau permet de couvrir les déficits hydriques tant en saison sèche qu'en saison humide.
- Nécessite moins de frais d'entretien grâce aux canaux primaires revêtus.
- Limite les pertes en eau grâce aux canaux primaires revêtus.

Inconvénients de cet aménagement

- Le coût de réalisation des travaux est relativement élevé variant entre 1 883 130 FCFA à 5 021 680 FCFA l'hectare (**FAO/IPTRID, 2001**).
- Forte évaporation de l'eau stockée.
- Menace de la sécurité des périmètres en cas de rupture.

- Entretien difficile et complexe (difficulté d'organiser les agriculteurs en syndicat capable d'assurer l'entretien courant, nécessité de disposer parfois des moyens d'intervention hors de la portée des paysans).
- Très gourmande en occupation de l'espace, donc très sensible aux problèmes fonciers (expropriation des propriétaires terriens, ouvrage parfois à cheval entre plusieurs collectivités villageoises d'où des difficultés de planification de la gestion de la ressource...).

3.3.4.2 Caractéristiques de la plaine à aménager

Le périmètre soumis à notre étude présente les caractéristiques suivantes:

- Morphologie irrégulière.
- Pente longitudinale variant de 0,1% à 0,4%.
- Pente transversale variant de 0,5% à 2%.
- Longueur de la plaine importante: 6 Km.
- Largeur faible: 250 m
- Sols argileux-sableux
- Cours d'eau saisonnier. La période d'écoulement du cours d'eau est de juin à novembre.

3.3.4.3 Type d'aménagement retenu

De tous ce qui précède, l'aménagement en aval de barrage convient le mieux à la zone d'étude. Cependant, compte tenu de la topographie de la zone d'étude, nous avons opté pour un aménagement avec PFE. Cependant, le barrage servira de complément en période sèche.

3.3.4.4 Paramètres d'irrigation

Les paramètres d'irrigation sont les éléments essentiels pour le dimensionnement des canaux.

3.3.4.4.1 Le débit fictif continu: DFC

C'est le débit unitaire qui, fourni d'une façon continue 24h/24h, permet de satisfaire les besoins en eau d'une période donnée.

$$\text{DFC (l/s/ha)} = \frac{Bb \times 1000}{3600 \times 24 \times Nj} \text{ avec,}$$

Bb = besoin brut en tête de réseau en m³/ha.

Nj: nombre de jours de la période considérée.

3.3.4.4.2 Le débit maximum de pointe: DMP

C'est le débit réel pour lequel le réseau devra être dimensionné. Il tient compte de la durée réelle de l'irrigation. Pour la détermination de ce débit maximum de pointe qui sera le débit d'équipement du réseau d'irrigation, les hypothèses suivantes ont été adoptées :

- nombre de jours effectif d'irrigation de la parcelle : $\alpha = 6/7$ jours par semaine
- nombre d'heures d'irrigation par jour : 12 heures
- l'apport en eau pour la saturation et la préparation du sol se fait 24 h/24h

$$\text{DMP (l/s/ha)} = \frac{DFC*24}{\alpha*Nh}$$

3.3.4.4.3 La dose brute d'irrigation: Db

C'est le volume d'eau utile qu'il faut apporter à chaque irrigation ou arrosage pour combler le déficit hydrique du sol. Elle est déterminée à partir de la formule suivante:

$$\text{Db (mm)} = \frac{BMP(mm/j)*T(j)}{Ea} \text{ avec,}$$

BMP : Besoin moyen de pointe

T : le tour d'eau d'irrigation

Ea : l'efficience.

3.3.4.4.4 La main d'eau

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 le riz irrigué, cette valeur varie de 15 à 30 l/s.

Dans le cadre de notre étude, la main d'eau considérée est de 20 l/s. C'est une valeur couramment utilisée en la matière en Côte d'Ivoire.

3.3.4.4.5 Le quartier hydraulique (W)

Le quartier hydraulique est l'ensemble des parcelles qui peuvent être irriguées à partir d'une même main d'eau. Il est exprimé par la formule suivante: $W = \frac{m}{DMP}$ avec,

m : main d'eau en l/s, m = 20l/s

DMP : débit maximum de pointe en l/s/ha.

3.3.4.4.6 La rotation (R)

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

$$R = \frac{Db \times N_{\text{période}}}{B_{\text{période}}}$$

Nj période : nombre de jours dans la période considérée = 28 jours.

Bb période : besoins bruts en mm.

3.3.4.4.7 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.

$t = \frac{Db}{m}$ (h) avec, Db : dose brute d'irrigation en mm et m : main d'eau en l/s, m = 20l/s

3.3.4.5 Conception de l'aménagement

3.3.4.5.1 Canevas

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.

3.3.4.5.2 Ouvrages hydrauliques

➤ Le réseau d'irrigation

Le réseau d'irrigation, c'est l'ensemble des équipements qui permettent le transport et la distribution de l'eau d'irrigation dans une zone appelée périmètre de cultures irriguées. Le dimensionnement du réseau d'irrigation est fait à partir de la formule de Manning-Strickler ci-

dessous: $Q = K_s * S * R^{2/3} * I^{1/2}$ ou $Q = K_s * Y^{5/3} * I^{1/2} * \left(\frac{(b+my)^{5/3}}{(b+2y\sqrt{1+m^2})^{2/3}} \right)$ avec,

Q : débit transité par le canal en m³/s

Ks : coefficient de rugosité, 70 pour les canaux en béton et 30 pour les canaux en terre.

S : section mouillée du canal en m²

R : rayon hydraulique en m

I : pente longitudinale du canal en %

y : tirant d'eau dans le canal

m : le fruit des berges

b : largeur au plafond du canal en m

➤ Le réseau de drainage

Le réseau de drainage permet d'évacuer les excédentaires d'eau sur le périmètre. Il est dimensionné également à partir de la formule de Manning- Strickler cité précédemment.

Calcul des paramètres de la crue décennale

Il s'agit ici de déterminer le débit et le volume d'eau ruisselé de la crue décennale sur les différents BV drainés par les drains latéraux DL1, DL2, DL3 et DL4.

Les paramètres, ont été appréciés par la méthode ORSTOM cité précédemment.

Volume ruisselé de la crue décennale

$$V_{r10}=A*K_{r10}*S_{BV}*P_{10}$$

Débit moyen ruisselé durant le temps de base

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

Débit maximum de la crue décennale

$$Q_{10}= \alpha_{10}*Q_{m10}$$

Les significations des paramètres et les résultats des calculs sont résumés en annexe 8.

➤ **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. Le réseau de circulation est constitué de pistes périmétrales qui longent les différents canaux primaires sur les deux rives.

3.3.4.5.3 Ouvrages ponctuels

➤ **Ouvrages de prises d'eau en rivière (PFE)**

Les prises d'eau en rivière pour l'irrigation du riz dans la plaine de Gnanaga sont des 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.

➤ **Ouvrages de vidange**

Les ouvrages de vidange sont conçus pour évacuer, soit totalement, soit partiellement les excédents d'eau dans les canaux primaires et/ou secondaires et faciliter leur nettoyage. Ils sont placés en bout de réseau afin de limiter la détérioration régressive des canaux lors de leur vidange ou pendant l'évacuation du trop-plein.

➤ **Ouvrages de chutes**

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 abaisser la vitesse d'écoulement.

IV. RESULTATS

4.1 LA VISITE DE TERRAIN

La visite de terrain a permis de faire des constats importants sur le cours d'eau, la mise en valeur des terres, les pratiques culturales, les ouvrages existants, l'organisation et la gestion des périmètres anté-aménagement, les problèmes rencontrés par les bénéficiaires.

4.1.1 ECOULEMENTS

Le cours d'eau Gnanaga appartient au bassin versant de la Comoé. Il est saisonnier. La période d'écoulement du cours d'eau est de juin à novembre. Le lit mineur du cours d'eau est marqué tout le long de son itinéraire.

4.1.2 MISE EN VALEUR ACTUELLE DES TERRES

Le système d'exploitation agricole pratiqué est de type traditionnel. Les outils de production utilisés sont rudimentaires (daba, machette, houe...) ce qui conduit à un faible taux de rendement (moins de 2t/ha); le mode de culture pratiqué est en général la culture manuelle. La culture mécanisée est peu utilisée. Les exploitations sont caractérisées par de faibles superficies variables d'un exploitant à un autre (1 à 3 hectare). Les exploitants pratiquent les cultures itinérantes, sur brûlis et extensives pour les cultures vivrières.

Au niveau des cultures pérennes et maraîchères qui sont produites de façon intensives, les exploitants utilisent de plus en plus la semence et le matériel végétal, les pesticides, les fertilisants synthétiques et organiques.

Pour les cultures telles que l'igname et le riz pluvial (plateau et bas-fond) qui sont pratiquées de façon itinérante et extensive, les exploitants sont en quête permanente de nouvelles terres jugées fertiles en lieu et place des intrants.

L'encadrement et le suivi des exploitants sur les périmètres dans le département de Dabakala sont assurés en général par l'ANADER.

4.1.3 PRATIQUE CULTURALE SUR LE PERIMETRE

Le cycle cultural en matière de riziculture varie d'un exploitant à un autre. Certains pratiquent deux cycles de riz par an tandis que d'autres pratiquent trois cycles (**ANADER, 2009**).

4.1.4 LES TYPES D'OUVRAGES

Les différents types d'ouvrages rencontrés sur le périmètre sont des PFE et seuil. Les ouvrages sont dégradés et encombrés. Une partie de l'aménagement existant comporte des canaux primaires et des canaux secondaires en terre et un drain principal avec une largeur en gueule moyenne de 8 m.

4.1.5 ORGANISATION ET GESTION DE L'EAU SUR LE PERIMETRE

L'organisation et la gestion du périmètre sont caractérisées par:

- L'organisation des exploitants en groupements informels.
- La non maîtrise de la gestion de l'eau;
- Le nombre d'heure de travail par jour (entre 10h et 12h);
- Le nombre de jour de travail par semaine (6 jours sur 7).

4.1.6 PROBLEMES RENCONTRES PAR LES EXPLOITANTS

Les problèmes rencontrés par les exploitants sur le périmètre sont entre autres:

- Difficultés d'irrigation des champs du fait du mauvais calage des radiers de canaux primaires existants.
- L'eau: Insuffisante en période d'étiage ou fortes inondations en période des hautes eaux.
- Manque de matériels : tracteurs, décortiqueuse, moissonneuse, batteuse, ...).
- Manque d'intrants agricoles (semences, engrais,...).
- Manque d'infrastructures (magasin de stockage, aire de séchage....).

4.2 SYNTHÈSE DES ETUDES DE BASE

Les propositions d'aménagement sont basées sur des études de base. Celles-ci permettent de mieux caractériser le site et de proposer les types d'ouvrages qui non seulement répondent aux besoins des bénéficiaires mais aussi s'adaptent aux conditions physiques du site. Ces études ont portées sur:

- Les études topographiques
- les études pédologiques
- les études hydrologiques

4.2.1 ETUDES TOPOGRAPHIQUES

Les études topographiques réalisées avant que nous arrivions ont fourni des plans topographiques à l'échelle 1/2000. Ces plans relatent l'état des lieux de la plaine de Gnanaga. La superficie brute obtenue est de 150 ha.

4.2.2 ETUDES PEDOLOGIQUES

Les études pédologiques effectuées bien avant notre arrivée couvrent une superficie d'environ 146 ha. Celles-ci ont permis de mettre en évidence les aptitudes des sols propices à la riziculture ainsi que le maraichage.

Les résultats obtenus sont présentés en annexe 4.

Il ressort de toutes ces investigations que, la superficie aménageable pour la riziculture est estimée à 72 ha et 52ha pour la culture maraichère.

4.2.3 ETUDES HYDROLOGIQUES

4.2.3.1 Caractéristiques du bassin versant

Les caractéristiques du bassin versant déterminées à partir des données cartographiques sont résumées dans le tableau ci-dessous:

Tableau 5 : Caractéristiques du bassin versant

Paramètres hydro-morphologiques	Symbole	Unité	Valeur
Superficie	S	Km ²	67,6
Périmètre	P	Km	45,4
Indice global de pente	I _g	m/Km	2 ,22
Indice global de pente corrigé	I _{gcorr}	m/Km	3,88
Pente longitudinale	I	m/Km	2
Pente transversale	I _t	m/Km	7,2
Indice de compacité	I _c	-	1,58
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	19,52
Classe de relief	-	-	R2
Classe de perméabilité	-	-	P4(P)

4.2.3.2 Apports en eau dans le barrage de Gnanaga

Les apports en eau annuelle calculés sont résumés dans le tableau suivant.(Voir le détail des calculs en annexe 3)

Tableau 6: Tableau récapitulatif des apports en eaux annuelles

Années	Pluie moyenne (mm)	Volume (m ³)
Moyenne	992	3 291 394
Décennale sèche	702	917 975
Quinquennale sèche	802	1 601 125
Décennale humide	1282	6 836 135
Quinquennale humide	1173	5 372 216

4.2.3.3 Débit de crue décennale

Sur la base des hypothèses formulées au III, le débit de crue décennale vaut 8,40 m³/s.

Le résumé des calculs est présenté en annexe 9.

4.3. BILAN DE LA RETENUE

4.3.1 BESOINS EN EAU DU RIZ

Les hypothèses évoquées au III permettent d'aboutir aux besoins totaux par cycle présentés au tableau 7.

- 1^{er} cycle (mi-décembre à mi-mai)
- 2^{ième} cycle (mi-juin à mi-novembre)

Tableau 7: Les besoins en eau mensuels du riz (Cycle 1 et Cycle 2)

Mois	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril
Besoins bruts du réseau (mm)	290,9	393,3	407,1	413,2	146,5
Besoins bruts du réseau (m³/ha)	2909	3933	4071	4132	1465
DFC (l/s/ha)	1,09	1,47	1,68	1,54	0,57
DMP (l/s/ha)	2,53	3,43	3,93	3,6	1,32
Besoins du cycle 1 (m³/ha)	16 511				
Mois	Juin	Juillet	Aout	Sept	Octobre
Besoins bruts du réseau (mm)	143,8	133	169,1	204,6	114,8
Besoins bruts du réseau (m³/ha)	1438	1330	1691	2046	1148
DFC (l/s/ha)	0,55	0,5	0,63	0,79	0,43
DMP (l/s/ha)	1,29	1,16	1,47	1,84	1,00
Besoins du cycle 2 (m³/ha)	7 653				

4.3.2 BESOINS EN EAU DE LA TOMATE

Un cycle cultural a été retenu pour la tomate. Le cycle cultural est pratiqué en période de contre saison c'est-à-dire de novembre à mars. Les hypothèses évoquées au III permettent d'aboutir aux besoins totaux présentés au tableau 8.

Tableau 8: Les besoins en eau de la tomate

Mois	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars
Besoins bruts du réseau (mm)	60,5	95,9	198,0	218,8	108,7
Besoins bruts du réseau (m³/ha)	605	959	1980	2188	1087
DFC (l/s/ha)	0,23	0,36	0,74	0,90	0,41
DMP (l/s/ha)	0,53	0,84	1,72	2,11	0,95
Besoins du cycle (m³/ha)	6819				

4.3.3 BESOINS PASTORAUX (ABREUVEMENT DU BETAİL)

Sur la base des données recueillies (voir III), les besoins pastoraux sont estimés à environ 29

080 m³ par an répartis comme suit:

- Besoins permanent : 1000*40 l/j = 40 000 l/j soit 14 600 m³ par an.
- Besoins des transhumants : 2000*40 l/j = 80 000 l/j soit 14 880 m³ pour six mois.

4.3.4 PERTES EN EAU DE LA RETENUE

4.3.4.1 Perte par évaporation

Tableau 9 : Pertes par évaporation

Mois	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total
ET ₀ (mm/j)	4,54	5,42	5,13	5,00	4,51	4,05	3,52	3,45	3,76	3,99	4,17	3,94	51
Pertes (mm)	5,22	6,23	5,89	5,75	5,18	4,66	4,05	3,97	4,32	4,59	4,80	4,53	59
Pertes (m ³)	3771	4505	4262	4157	3747	3367	2926	2870	3123	3318	3470	3275	42 791

L'évaporation annuelle est égale à 59 mm (Cf. Tableau 9). Pour une superficie de plan d'eau égale à 72,3 ha, on estime le volume d'eau évaporé à **42 791 m³/an**.

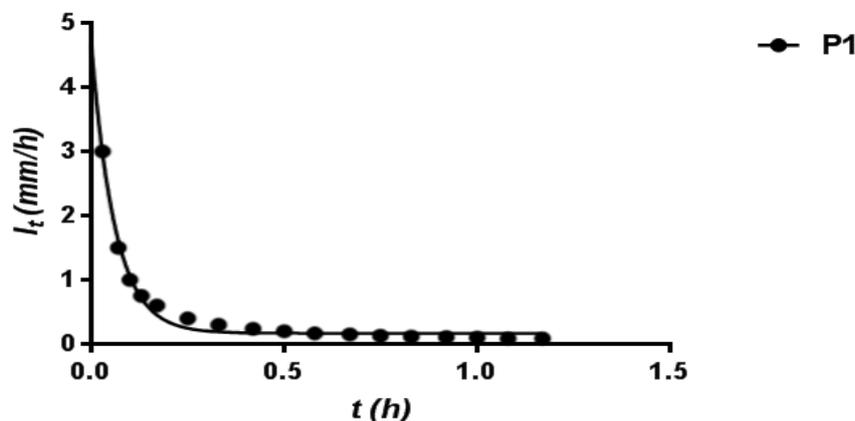
4.3.4.3 Perte en eau due aux dépôts solides

Les pertes en eau dues aux dépôts solides sont estimées à **463 m³/an** soit **23150 m³** sur 50 années.

4.3.5. MESURES D'INFILTRATION

La vitesse d'infiltration varie de 0,02mm/h à 1,96mm/h. L'infiltration moyenne est égale à 0,05mm/h soit 1,2mm/j avec un écart type égal à 0,019. Ainsi, pour une superficie moyenne de plan d'eau égal à 72,3 ha, la valeur totale d'eau infiltrée est estimée à **316 674 m³/an**.

Les mesures et courbes d'infiltration ainsi que les données brutes de mesures d'infiltration sont présentées en annexe 24 et 25.



$$I_t = 0.23 \exp(-1.00t) + 0.03$$

Figure 4: Exemple de courbe d'infiltration, point P1

4.3.6 SURFACE IRRIGABLE

La courbe hauteur-volume présentée ci-dessous permet de suivre l'évolution du plan d'eau de la retenue dans le temps en fonction des hauteurs données sur les échelles limnimétrique. Ces hauteurs permettent également de prévoir l'utilisation qui peut être faite du volume d'eau disponible à un moment donné en fonction des besoins en eau et pertes.

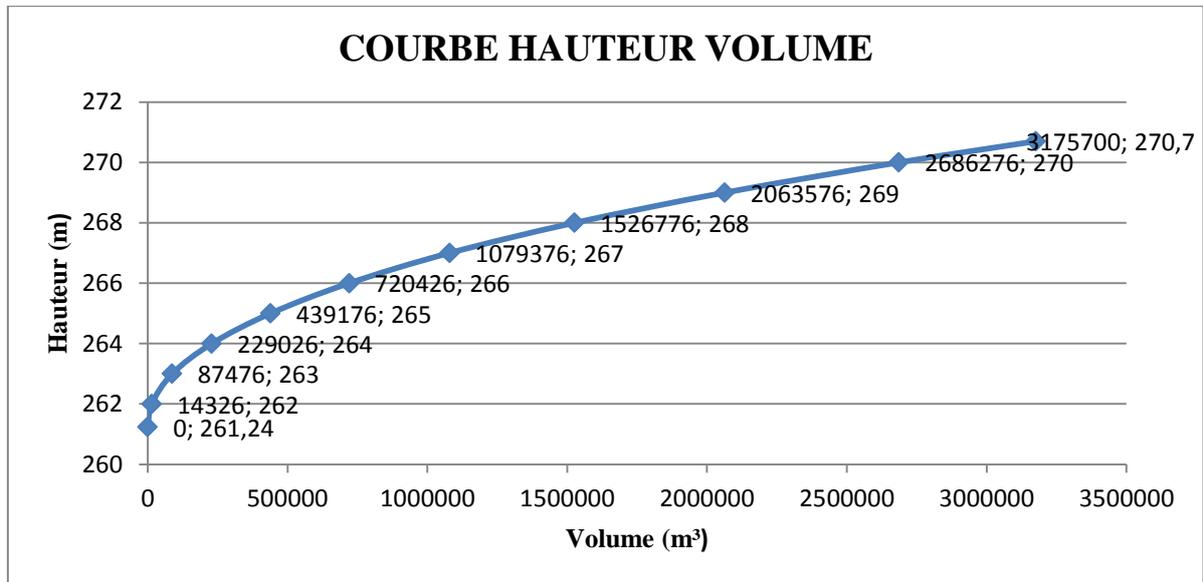


Figure 5: Courbe hauteur volume du barrage de Gnanaga

NB: Le dernier remplissage de la retenue intervient le 31 Octobre. Les prélèvements et les pertes en saisons des pluies (du 1^{er} avril au 31 octobre) sont entièrement compensés par les apports du bassin versant.

Ainsi, à partir de la courbe hauteur-volume et en se basant sur le résultat du calcul des besoins en eau du périmètre (voir annexe 7), nous avons construit la courbe d'exploitation de la retenue ci-après:

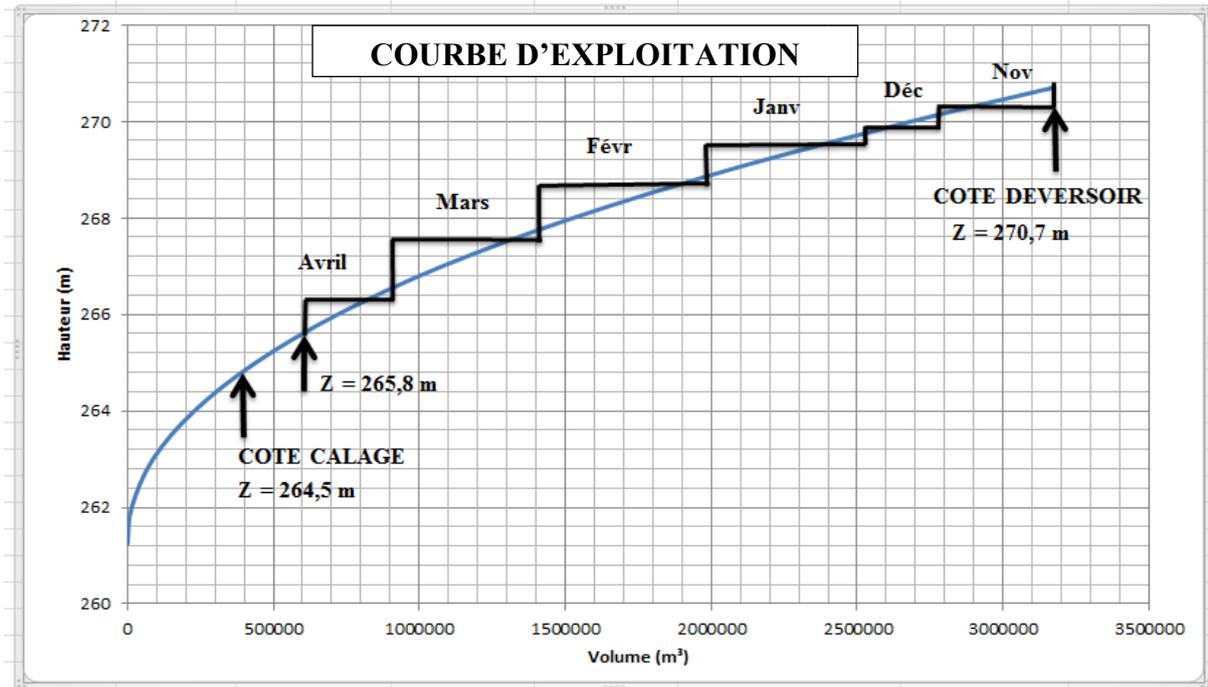


Figure 6: Courbe d'exploitation de la retenue d'eau

On constate qu'il faut avoir dans la réserve au moins **29 080 m³** d'eau pour les besoins pastoraux et **382 615 m³** pour les différentes pertes (évaporations, infiltrations, dépôts solides). Les besoins en eau du riz sont estimés à **24 164 m³/ha**.

Ainsi, avec ces résultats et la simulation de la courbe d'exploitation, pour un volume d'eau en année decennale sèche de **917 975 m³**, la superficie irrigable pour le riz est estimée à 20 ha pour les deux cycles annuels. De plus, la simulation de la courbe d'exploitation, pour un volume d'eau en année quinquennale sèche de **1 601 125 m³**, donne une superficie irrigable pour le riz égale à 47 ha pour les deux cycles annuels.

De plus, pour un volume d'eau en année moyenne de **3 291 394 m³**, la superficie irrigable pour le riz est estimée à 65,4 ha et 52 ha pour le maraîchage.

4.4. LES PARAMETRES D'IRRIGATION

4.4.1 LE DEBIT FICTIF CONTINU: DFC

Le débit fictif continu (DFC) est égal à **1,68 l/s/ha**.

4.4.2 LE DEBIT MAXIMUM DE POINTE: DMP

Le mois de pointe est le mois de Février et les valeurs de ce mois sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 10 : Paramètres d'irrigations du mois de pointe

Mois	Février
Besoins bruts du réseau (mm)	407,1
Besoins bruts du réseau (m ³ /ha)	4071
DFC (l/s/ha)	1,68
DMP (l/s/ha)	3,93

NB: Pour la suite des calculs, nous allons utiliser les valeurs de ce mois de pointe pour dimensionner le réseau d'irrigation.

4.4.3 LA DOSE BRUTE D'IRRIGATION: Db

La dose brute d'irrigation calculée est égale à 44mm.

4.4.4 LA MAIN D'EAU

Dans le cadre de cette étude, la main d'eau considérée est de 20 l/s. C'est une valeur couramment utilisée en la matière en Côte d'Ivoire.

4.4.5 LE QUARTIER HYDRAULIQUE (W)

Le quartier hydraulique W calculé est égal à 5ha. Cependant, la configuration du terrain amène à adopter souvent un découpage différent des résultats de calculs théoriques, afin de faciliter la pratique de l'irrigation.

4.4.6 LA ROTATION (R)

Le résultat du calcul donne une rotation R de 3 jours.

4.4.7 LA DUREE DU POSTE D'IRRIGATION (T) A L'HECTARE

La durée du poste d'irrigation vaut 2 heures. Cependant, pour des questions pratique nous allons considérer une durée de 1 heure.

4.5. RESEAUX ET OUVRAGES DE L'AMENAGEMENT

4.5.1 LE RESEAU D'IRRIGATION

4.5.1.1 Choix du revêtement et formes des canaux

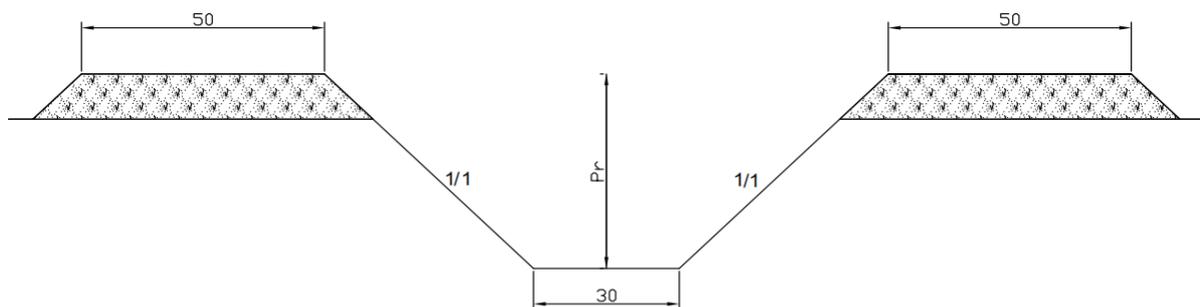
La conception de l'aménagement est faite pour le cas de figure suivant; consiste à bétonner les canaux primaires, les canaux secondaires étant en terre. Les pertes en eau au cours du transport sont ainsi réduites de même que l'entretien. Elle exige toutefois un investissement initial important.

4.5.1.2 Les canaux primaires

Le réseau d'irrigation est constitué de sept (07) canaux primaires pour une longueur totale de

7210 m. Ces canaux sont de forme trapézoïdale. Ils bordent le périmètre en position haute de sorte à dominer les parcelles à irriguer. Les canaux primaires transportent des débits variant de 20 à 40 l/s. Leur largeur en base est égale à 30 cm avec une profondeur qui varie de 34 à 43 cm et une vitesse de 0,41 à 0,68 m/s. Le coefficient de Manning est de 70 et le fruit des berges m est égal à 1. (Voir le détail des calculs en annexe 10)

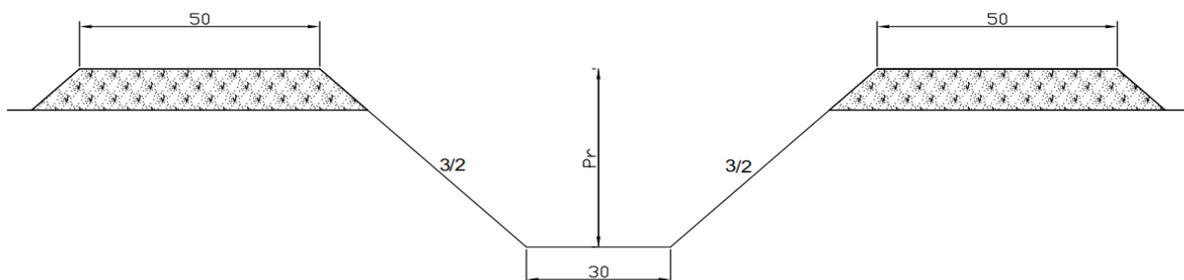
PROFIL EN TRAVERS CANAL PRIMAIRE



4.5.1.3 Les canaux secondaires

Les canaux secondaires sont prévus pour alimenter les quartiers hydrauliques. Ils sont au nombre de 52 pour une longueur totale de 6545 m. Ces canaux sont de forme trapézoïdale. Ils transportent chacun une main d'eau de 20 l/s. Leur largeur en base est 30 cm avec une profondeur qui varie de 40 à 41 cm et une vitesse de 0,21 à 0,35 m/s. Le coefficient de Manning est égal à 30. Le fruit des berges m vaut 1,5. Les prélèvements d'eau vers les parcelles sont effectués sur ces canaux. Les résultats des calculs sont présentés en annexe 11.

PROFIL EN TRAVERS CANAL SECONDAIRE



4.5.1.4 Les prises directes

Quatre (04) prises directes sont prévues pour l'irrigation des parcelles. Ces prises se font directement sur les canaux primaires sans passer par des canaux secondaires pour l'irrigation

des parcelles. Les prises d'eau sont effectuées avec des tuyaux de diamètre 160 mm.

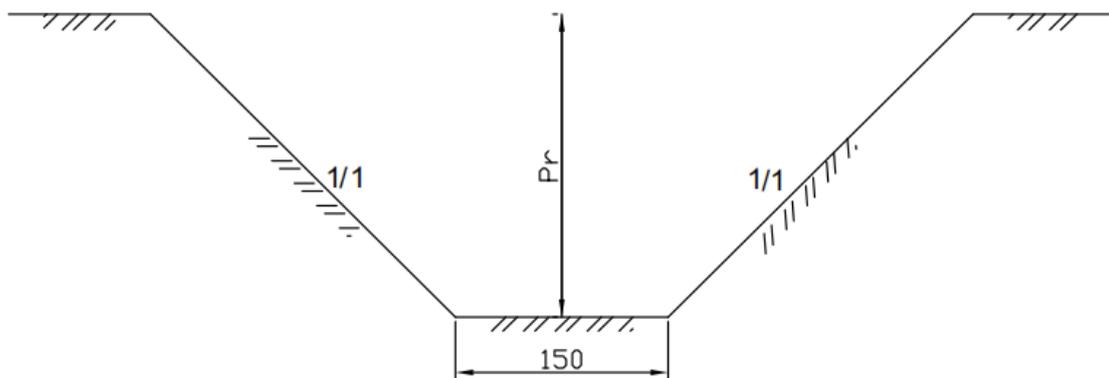
4.5.2 LE RESEAU DE DRAINAGE

Le réseau de drainage est constitué d'un drain principal, des drains parcelaires (secondaires) et des drains latéraux.

4.5.2.1 Le drain principal

Le lit mineur de la rivière sert de drain principal. Le drain principal reçoit les eaux évacuées par les drains secondaires et les drains latéraux. Le drain principal a une longueur de 6000m et une largeur de 5m.

PROFIL EN TRAVERS DRAIN PRINCIPAL



4.5.2.2 Les drains parcelaires

Les drains parcelaires 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 48 pour une longueur totale de 6190 m. Ces drains sont en terre et de forme trapézoïdale avec une profondeur de 30 cm. Ils drainent chacun une superficie maximale de 2,70 ha avec un débit de 12,15 l/s. (Voir le détail des calculs en annexe 12)

4.5.2.3 Les drains latéraux

Les drains ont des débits plus importants correspondant au débit de drainage de leurs BV. Nous avons quatre (04) drains latéraux désignés par DL1, DL2, DL3 et DL4. Ces drains correspondent à des affluents du cours d'eau. Les débits d'équipement de ces drains sont les débits de la crue décennale. Leurs débits varient de 0,26 à 1,19 m³/s avec une largeur en base de 0,5 m et des profondeurs de 0,71 à 1,18m. (Voir le détail des calculs en annexe 13)

4.5.3 LE RESEAU DE CIRCULATION

Le réseau de circulation est constitué de pistes périmétrales qui longent les différents canaux primaires sur les deux rives. Ces pistes sont larges de 4m.

4.5.4 OUVRAGES PONCTUELS

4.5.4.1 Ouvrages de prises

4.5.4.1.1 Prises d'eau dans la rivière

Les prises d'eau en rivière pour l'irrigation du riz dans la plaine de Gnanaga sont composées de six (06) prises au fil d'eau (PFE). Ces ouvrages ont pour objectif de faire passer la totalité ou une partie seulement de l'eau du 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 est égal à 1,5 m et la longueur égal à 2 m. La longueur des madriers à manipuler manuellement varie de 0,65 à 0,85 m. La profondeur des PFE vaut 1m. (Voir le détail des calculs en annexe 14).

4.5.4.1.2 Prises sur canaux primaires

Les prises sur les canaux primaires pour l'alimentation des canaux secondaires sont des prises par tuyaux. Les tuyaux sont en PVC rigide de diamètre 160 mm.

Les prises par tuyaux ont l'avantage d'assurer un débit constant dans le canal secondaire indépendamment du tirant d'eau du canal primaire. Elles permettent aussi de sectionner le canal secondaire et d'y effectuer les opérations de nettoyage sans interrompre l'alimentation des canaux situés à l'aval du canal principal. L'entrée des prises est réglée par des vannettes en tôle dans différentes positions et verrouillées. Un seuil assure un niveau d'eau constant au droit de la prise. Ce seuil a une hauteur variable de 13 à 17 cm avec une longueur qui varie également de 16 à 25 cm. Les résultats des calculs sont présentés en annexe 14.

4.5.4.1.3 Prises parcellaires

Les prises parcellaires sont effectuées à l'aide de pertuis de fond, réalisé au moyen de tuyaux en PVC pression placés dans les différents canaux en terre, sans protection amont ni aval. Chaque pertuis est muni d'une vannette métallique permettant sa fermeture ou son ouverture selon les besoins. Ce dispositif irrigue directement la parcelle.

Les tuyaux sont de diamètre 125 mm. (Voir le détail des calculs en annexe 14)

4.5.4.2 Les ouvrages de vidange

Les ouvrages de vidange ont des diamètres qui varient de 63 à 90 mm avec des débits compris entre 40 et 60 l/s. (voir le détail des calculs en annexe 18)

4.5.4.3 Les ouvrages de chutes

Au niveau des canaux primaires, nous avons six (06) chutes de 70cm. Les caractéristiques de ces chutes sont résumées dans le tableau ci-dessous:

Tableau 11: Les caractéristiques des chutes

Type	Hauteur de chute (cm)	Lb (m)	lb (m)	Ls (m)	Hs (m)	Nombre de chute
CH-70	70	1,05	0,74	0,54	0,02	1
CH-70	70	1,05	0,74	0,54	0,02	1
CH-70	70	1,05	0,66	0,46	0,04	1
CH-70	70	1,05	0,66	0,46	0,04	1
CH-70	70	1,05	0,68	0,48	0,03	1
CH-70	70	1,05	0,66	0,46	0,04	1

4.6. MODE DE GESTION DE L'AMENAGEMENT

4.6.1 OCCUPATION DES PERIMETRES

Les bénéficiaires des terres aménagées sont les populations locales riveraines du périmètre, initialement propriétaires de ces terres. L'on pourrait attribuer une superficie de 2 ha de parcelle aménagée à chaque ménage. Cependant, la distribution doit se faire de façon participative avec les populations concernées afin de garantir la prise en compte des réalités locales dans cette opération. La question foncière étant extrêmement sensible en Côte d'Ivoire en ce moment, cependant, avant la réalisation du projet, il sera nécessaire de réaliser au préalable une enquête foncière approfondie et arrêter avec les communautés bénéficiaires les modalités d'accès aux terres aménagées et de répartition des parcelles.

4.6.2 MISE EN FORME DES PARCELLES

Le périmètre sera aménagé en bassin suivant le découpage parcellaire. Les bassins ont une taille moyenne comprise entre 0,2 et 0,3 ha.

4.6.3 CALENDRIER D'IRRIGATION

Le calendrier d'irrigation a été élaboré à partir du temps réel d'arrosage par poste (t) et la superficie par bloc d'irrigation.

Tableau 12: Calendrier d'irrigation

Bloc	Taille (ha)	Durée par ha	Durée par bloc
Bloc 1-RG	10,01	1h	10h01min
Bloc 2-RD	4,56	1h	4h34min
Bloc 3-RG	10,34	1h	10h21min
Bloc 4-RG	11,04	1h	11h03min
Bloc 5-RD	9,94	1h	9h57min
Bloc 6-RG	10,66	1h	10h40min
Bloc 7-RD	8,87	1h	8h53min

4.7. INFRASTRUCTURE D'ACCOMPAGNEMENT

Il est prévu sur le périmètre des aires de séchage et de battage du riz. Elles seront réalisées en dehors et à proximité du périmètre. La norme utilisée pour ces ouvrages est de 10 m²/ha. La superficie du bas fond à aménager est de 65,4 ha, donc il sera construit sept (07) aires de séchages de 100 m² chacune. Les aires de séchages auront chacune une forme carrée de 10m de côté.

4.8. ESTIMATION DU COUT DE L'AMENAGEMENT

L'estimation du coût de l'aménagement s'est faite après le métré des ouvrages à réaliser.

Le coût de l'aménagement est de **283 555 000 FCFA TTC** soit **4 334 380 FCFA** à l'hectare.

Le détail quantitatif et le devis estimatif des travaux sont résumés en annexe 19.

4.9. ESTIMATION DE LA DUREE DE RETOUR SUR INVESTISSEMENT

La DRI a pour définition le quotient du coût de l'aménagement sur les gains de revenus annuels liés à l'aménagement.

La variété de riz choisi dans le cadre de notre étude est le witta 9 qui présente un rendement moyen de 6t/ha.

Le prix de kilogramme de riz en Côte d'Ivoire, en moyenne est estimé à 500 FCFA. Ainsi, le coût total que va rentabiliser l'aménagement est estimé à :

$$6 \text{ t/ha} * 1000 * 500 \text{ FCFA} * 65,4 \text{ ha} = 196 200 000 \text{ FCFA.}$$

Par conséquent, la durée de retour sur investissement vaut :

$$\text{DRI} = 283 555 000 / 196 200 000 = 1,44 \text{ (année).}$$

L'aménagement peut être rentabilisé en deux années, ce qui est acceptable.

5.0. CALENDRIER DES TRAVAUX

Tableau 13: Calendrier des travaux

MAÎTRE D'OUVRAGE: ONDR		ENTREPRISE: BNEID	PLANNING DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT DE BAS-FOND DANS LA PLAINE DE GNANAGA															
N°	NATURE DES TRAVAUX	DUREE EXECUTION	MOIS 1				MOIS 2				MOIS 3				MOIS 4			
			S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16
	AMENAGEMENT DE BAS FOND DANS LA PLAINE DE GNANAGA	4 MOIS																
I	INSTALLATION DE CHANTIER	35 JOURS					Amenée des Matériels pour les travaux (engins, véhicules etc.), Recrutement et Déplacement de la Main d'oeuvre , Approvisionnement du chantier en matériaux suffisants				Vérification du Fonctionnement des Travaux, Repli de la Main d'oeuvre et des Matériels							
II	PREPARATION DES TERRES	45 JOURS					Abattage et découpage d'arbres à la tronçonneuse, Défrichage au Bulldozer, Planage sommaire des parcelles											
III	TERRASSEMENT	60 JOURS	Reprofilage et recalibrage de lits des cours d'eau, Confection des canaux primaires, des canaux et drains secondaires															
IV	OUVRAGES ET EQUIPEMENTS D'ACCOMPAGNEMENT	45 JOURS					Construction de: PFE, Ouvrages de prise, Ouvrages de vidange, Canal bétonné, Seuils fixes à vannettes, Conduites d'alimentation inter-casiers PVC											
			<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="width: 20px; height: 10px; background-color: black; margin-right: 5px;"></div> Récapitulatif = 4 mois </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center; margin-top: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 10px; background-color: #cccccc; margin-right: 5px;"></div> Période d'exécution </div>															

V. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Cette partie de l'étude traite de l'ensemble des impacts directs ou indirects, temporaires ou permanents du projet d'aménagement hydro-agricole de la plaine de Gnanaga. Les impacts significatifs, susceptibles d'avoir une conséquence sensible sur l'environnement aussi bien au moment de la réalisation du projet que de son exploitation sont répertoriés, caractérisés.

Les propositions de mesures d'atténuations liées à la réalisation du projet qu'à ceux liés à son exploitation seront développées.

5.1. IDENTIFICATION DES SOURCES D'IMPACTS

Les principales sources d'impacts environnemental et social lors de la réalisation du projet et de son exploitation sont essentiellement les suivantes:

- L'installation du chantier
- Le débroussaillage de la végétation
- Le creusage de canaux et de terrassement notamment sur les berges
- L'aménagement hydro agricole des périmètres à travers la réalisation des travaux de terrassement, de planage, de parcellaire, la construction d'ouvrages et revêtement des pistes
- L'exploitation des périmètres

5.2. IMPACT EN PHASE DE REALISATION DU PROJET

5.2.1 IMPACT SUR LA QUALITE DE L'AIR

Des envols de poussières et surtout de fumées sont prévisibles lors de l'abattage et du dessouchage des arbres, de creusement des canaux, de planage et de transport de matériaux, dans la mesure où ces opérations seront réalisées à l'aide d'engins lourds. Ainsi, la qualité de l'air sera localement affectée par la poussière et les fumées notamment le long des routes, et les populations se trouvant dans la direction des vents. Cet impact négatif n'est pas assez important compte tenu de son caractère très localisé par rapport à la zone du projet. Il ne durera que la période des travaux de réalisation du projet.

5.2.2 IMPACT SUR LES SOLS

Les travaux de déboisement et de débroussaillage débarrasseront les sols de leur couvert végétal. Cela pourrait conduire à une intensification de leur dégradation par érosion hydrique et éolienne et à leur appauvrissement dans la mesure où ils ne disposeront plus de matières organiques végétales. Cet impact pourrait être rapidement atténué dans la mesure où les

travaux de débroussaillage seront immédiatement suivis de planage, de terrassement, de labour, de pratiques culturales, d'irrigation, etc.

5.2.3 IMPACT SUR LES ECOULEMENTS ET LA QUALITE DES EAUX

Les travaux d'aménagement de la plaine de Gnanaga n'ont pas d'impacts significatifs en termes de perturbation du cours d'eau et de ses des affluents. La manipulation des matériaux de construction (fabrication de dalles, de buses, etc.), à travers les toupies à béton, bitumes et autres substances pourront conduire à la pollution momentanée des eaux de surface.

Les pistes d'accès

La création de pistes d'accès aux fosses d'emprunt pourrait, avec la création de terrains décapés et la mise temporairement à nu des sols, induire les écoulements fortement turbides au moment des épisodes pluvieux.

La base vie du chantier

L'installation d'une base vie soulève le problème de la gestion des eaux usées, qui constitue une source de pollution chimique et bactériologique des eaux de surface et /ou des eaux souterraines. Cet impact négatif n'est pas important et ne dure que la période des travaux.

Les engins de chantier

Le lavage des engins de chantier, notamment des toupies de béton et la vidange des engins de chantier (huile moteur et liquide hydraulique) sont les opérations d'entretien susceptibles de générer la dégradation de la qualité des eaux. Cet impact négatif pourrait être minimisé en renforçant les dispositions de sécurité.

5.2.4 IMPACT SUR LE PAYSAGE, LA VEGETATION ET LA FAUNE

Un effet destructeur de la végétation et la diversité biologique des zones concernées et de leurs environnements est l'abattage d'arbres et le dessouchage dans les emprises canaux, dans les périmètres ainsi que dans les sites d'emprunts.

5.2.5 IMPACTS SUR LA SANTE, LA SECURITE ET LE VOISINAGE

Les chantiers de cette ampleur impliquent parfois des arrivées «d'étrangers» avec un corollaire de prolifération de maladies transmissibles notamment les IST-SIDA. Cet impact négatif est très important et influe de beaucoup sur la vie socio-économique locale largement au-delà des travaux d'aménagement. Des accidents de travail liés à une mauvaise manipulation de l'outil de travail (haches, tronçonneuse, etc.) et/ ou à une inattention des ouvriers pourraient survenir. Des dispositions tendant à renforcer la sécurité et la surveillance épidémiologique et l'état sanitaire des chantiers et des populations locales devront être prises.

5.2.6 CONCLUSION

La plupart des impacts du projet dans la phase de réalisation sont apparemment négatif à l'exception de la création d'emploi et de la lutte contre le sous - emploi rural, la création de revenus, le développement du petit commerce.

5.3. IMPACTS EN PHASE D'EXPLOITATION DE L'AMENAGEMENT

Les impacts du projet en phase d'exploitation du périmètre sont pour la plupart positifs. Les impacts majeurs à cette phase sont les suivants:

- Risque de développement incontrôlé du hors casiers le long des drains avec perte de superficies de terres. (négatif, d'importance moyenne)
- Risques de dégradation des sols à la suite de mauvais drainage à l'issu d'entraves à l'écoulement normal des eaux usées dans les drains (négatif, d'importance moyenne) ;
- Développement de la faune aquatique et aviaire (positif, d'importance moyenne) ;
- Prolifération des plantes envahissantes, des insectes nuisibles et des oiseaux granivores (négatif, d'importance majeure) ;
- Ensablement par érosion des périmètres aménagés et d'autres infrastructures (négatif, d'importance moyenne) ;
- Détérioration des canaux (négatif, d'importance mineure) ;
- Risques de conflits dans la gestion de l'eau d'irrigation (négatif, d'importance moyenne) ;
- Perte de systèmes traditionnels de production et de gestion des ressources naturelles au profit de systèmes plus intensifs (négatif, d'importance moyenne) ;
- Plantations, introduction de nouvelles espèces et protection des berges, des sols, des périmètres, des infrastructures contre l'érosion, les vents et autres intempéries (positif, d'importance majeure) ;
- Risques de pollution par les résidus d'intrants agricoles et les déchets domestiques (négatif, d'importance mineure) ;
- Amélioration générale de la qualité des sols dans les parcelles et des rendements par l'apport d'engrais et de fumures (positif, d'importance majeure) ;
- Développement et prolifération des maladies liées à l'eau (paludisme, bilharziose, ver de Guinée, onchocercose, choléra, etc.) (négatif, d'importance majeure) ;
- Création et amélioration de l'emploi, réduction de l'exode rural et du sous-emploi rural (Positif d'importance majeure) ;

5.4. MESURES D'ATTENUATIONS

5.4.1 EN PHASE DE REALISATION DU PROJET

Mesures spécifiques à mettre en œuvre pour la protection des végétaux

Ces mesures concernent:

- L'information, la formation et la sensibilisation préalables au démarrage et lors de la réalisation des chantiers de déboisement
- Le respect strict des limites des zones à débroussailler (emprise des périmètres, et des routes d'accès), des zones éventuelles d'emprunts, des pistes et déviations
- L'interdiction formelle de brûler les résidus végétaux issus des activités de et de débroussaillage
- Les observations strictes des mesures de sécurité pour minimiser les accidents de travail et ceux de circulation liés au transport du bois et autres produits végétaux issus du débroussaillage.

Mesures spécifiques à mettre en œuvre lors de la réalisation de l'aménagement

Ces mesures concernent:

- L'arrosage des aires de travaux et de piste de circulation des engins jusqu'à évitement d'envols de poussières partout où cela est nécessaire
- L'ouverture de déviations chaque fois que les risques de nuisances liées aux bruits, aux poussières et aux fumées sont grands pour les populations
- L'observation stricte des mesures de sécurité pour minimiser les accidents de travail, de circulation et ceux liés aux travaux de déroctage
- L'assainissement de l'environnement des périmètres, chantiers et de la base vie

5.4.2 EN PHASE D'EXPLOITATION DU PERIMETRE

Mesures de protection de l'environnement, des infrastructures et de gestion durable des ressources naturelles

Ces mesures concernent:

- La lutte contre l'ensablement et la protection de l'environnement par la gestion durable des formations naturelles
- Les actions de reboisement (brise-vent, haies vives, bosquets, plantations d'alignement et d'ombrage, etc.) : ces actions seront prioritairement focalisées sur la protection des aménagements, des infrastructures hydro - agricoles et des habitations et la satisfaction des besoins en bois

- le suivi régulier de la quantité et de la qualité des sols et des eaux

Accompagnement sanitaire du projet

L'accompagnement sanitaire du projet sera axé sur la lutte intensive contre les maladies liées à l'eau (paludisme, la bilharziose, les maladies diarrhéiques et les autres maladies liées à l'eau), information et sensibilisation sur les IST/SIDA.

Suivi de la qualité de l'eau

La pollution potentielle des eaux du cours d'eau Gnanaga dans la zone du projet, notamment à l'étiage, et, l'utilisation croissante des engrais minéraux et des pesticides, incite à prendre des mesures de contrôle de la qualité des eaux d'irrigation et de drainage.

Suivi environnemental

Le suivi environnemental concerne :

- La réalisation d'études de suivi environnemental de l'état de la nappe d'eau souterraine, des eaux de surface et des conditions de drainage des eaux.
- La réalisation d'études de suivi de l'évolution environnementale de l'état des sols et du couvert végétal (inventaires périodiques de la végétation en terme de composition de dynamique, calcul des taux de dégradation ou d'amélioration de la couverture végétale et/ou forestière)
- L'enquête environnementale dans la zone du projet et élaboration de plans d'action pour l'assainissement et la lutte contre les maladies liées à l'eau (maladies d'origines hydriques).

VI. DISCUSSION ET ANALYSES

6.1. AU NIVEAU DU RESEAU D'IRRIGATION

La conception du réseau d'irrigation est conforme aux normes techniques en vigueur. En effet, les canaux primaires construits en faites ont une capacité qui diminue en aval à chaque prise d'eau secondaire. Cela impliquerait que toutes les prises (primaires, secondaires) seraient tout le temps en bon état. Avec ce système la gestion de l'eau sur les canaux primaires est relativement simple. Il suffira d'instaurer le débit de pointe (DP) dans le canal d'amenée et d'ouvrir les autres prises d'eau secondaires.

Les tours d'eau et mains d'eaux sont acceptables et la main d'eau fixée en moyenne à 20 l/s du fait des habitudes des populations est acceptable. De même, le coefficient de rugosité de la formule de débit de Manning Strickler dépend non seulement du matériel de construction et aussi du degré de saleté dans un canal, mais également de la hauteur d'eau dans le canal. Cependant, comme annoncé précédemment, la valeur de $K_s = 70$ pour les canaux en béton et $K_s = 30$ pour ceux en terre dépend des conditions de mise en place et aussi de la nature du matériau.

6.2. AU NIVEAU DE LA NOTICE ENVIRONNEMENTALE

La notice d'impact environnemental réalisée dans le cadre de notre étude peut être acceptable, puisqu'elle parcourt pratiquement toutes les étapes de réalisation du projet d'aménagement. La seule véritable chose qui manque à cette étude est la quantification du point de vue financier. Mais, je pense que cette partie environnementale devrait faire l'objet si possible d'une étude plus approfondie.

6.3. AU NIVEAU DES APPORTS EN EAU DANS LE BARRAGE

Les apports en eau durant les périodes quinquennales humides et décennales humides sont respectivement **5 372 216 m³** et **6 836 135 m³**. Durant ces périodes les besoins en eau d'irrigation sont assurés. Cependant, en périodes quinquennales sèches et décennales sèches les apports en eau dans la retenue sont relativement très faible (respectivement **1 601 125 m³** et **917 975 m³**) soit des taux de remplissage de **50%** et **29%** de la retenue.

6.4. AU NIVEAU DU BILAN DE LA RETENUE

Sur la base des données et des résultats obtenus, la capacité utile de la retenue en année quinquennale et decennale sèche vaut respectivement **1 601 125 m³** et **917 975 m³**. Ainsi, on peut dire que la culture de riz irriguée pourra être couverte sur les deux cycles annuels respectivement pour les superficies de 47 ha et 20 ha. De plus, la capacité utile de la retenue

en année moyenne est estimée à **3 291 394 m³**. Cette capacité utile de la retenue permet de satisfaire les besoins de la plante durant les deux cycles annuels. Par conséquent, la superficie irrigable pour le riz est estimée à 65,4 ha et celui du maraîchage est égale à 52 ha.

6.5. AU NIVEAU DES PARAMETRES D'IRRIGATION

Les paramètres de bases obtenus pour l'irrigation du périmètre irrigué de Gnanaga, sont assez intéressants. En effet, nous remarquons que dans le cas du riz nous avons une valeur de DMP = 3,93l/s/ha et celui de la tomate une valeur de DMP = 2,11l/s/ha. Toutes ces valeurs obtenues sont plus ou moins similaires à celle des études antérieures menées dans la zone.

6.6. AU NIVEAU DU SOL

La riziculture qui est l'objet capital de notre étude, ne peut être envisagée avec satisfaction que sur 48% des sols du périmètre de la plaine de Gnanaga contre 35% pour le maraîchage. Il faudrait cependant mener des études plus approfondies au niveau de la pédologie dans l'optique d'augmenter les terres propices à la pratique de la riziculture dans la plaine de Gnanaga dans le souci d'accroître la production en riz.

VII. CONCLUSION

Au terme de notre étude la superficie irrigable pour la culture du riz est égale à 20 ha en année decennale sèche et vaut 47 ha en année quinquennale sèche. De plus, en année moyenne la superficie irrigable pour la culture du riz vaut 65,4 ha et 52 ha pour le maraîchage.

Le débit maximum de pointe obtenu dans le cas de notre étude vaut 3,93 l/s/ha ce qui est acceptable au regard des anciens projets afférents à notre étude. En outre, la courbe d'utilisation de la retenue nous indique clairement que les besoins en eau du riz pourront être satisfaits sur les deux cycles annuels envisagés.

Le projet va coûter environ 283 555 000 FCFA, ce qui est un investissement énorme. Cependant, il sera amorti sur une période de deux années par les bénéfices que vont engendrer l'aménagement hydro-agricole.

De tous ce qui précède, on peut dire que la culture du riz envisagée dans la plaine de Gnanaga jouera un rôle plus ou moins important dans la politique ivoirienne d'autosuffisance en riz.

L'expérience a montré que les aménagements dans nos différents pays se dégradent beaucoup plus vite à cause des dommages occasionnés par les crues, le passage des animaux et des interventions diverses des hommes ; donc il serait judicieux de mettre l'accent sur le contrôle, le suivi et l'entretien.

VIII. RECOMMANDATIONS

L'exploitation et la gestion d'un réseau d'irrigation nécessite de la part des responsables un planning assez rigoureux des activités journalières, décadaires et mensuelles. Il faudra donc veiller à ce que la distribution de l'eau sur les parcelles d'irrigation et l'entretien des infrastructures hydrauliques soient suivis de façon fidèle.

Nous soumettons donc les recommandations suivantes :

- ✓ Le suivi et l'entretien du périmètre doit être confié aux paysans. Ces derniers veilleront au bon fonctionnement du réseau et assureront le contrôle des paramètres hydrauliques notamment lors des ouvertures et fermetures des prises et les vannes de sectionnement.
- ✓ Un temps de maintenance de 1 jour soit respecté dans la semaine ou la décade pour l'entretien des infrastructures et réseaux hydrauliques
- ✓ Prévoir une formation adéquate des paysans en charge du périmètre axée sur les objectifs et stratégies du projet, l'impact qu'elle va procurer en terme social et économique dans la localité, et les règles nécessaires pour sa gestion pour s'en assurer de la rentabilité allant au-delà même des projections faites.
- ✓ Prévoir impérativement l'expertise d'une personne qualifiée dans le domaine pour superviser toutes les activités lors des différentes campagnes.
- ✓ Méner des mesures d'infiltrations dans le cadre des projets d'aménagements à venir.
- ✓ Prévoir une étude quantitative financière pour la notice d'impact environnemental.

IX. BIBLIOGRAPHIE

- Akaffou, Jude Roland. 2011. "Etude de l'aménagement Hydro-Agricole d'un périmètre Irrigué : cas de Tchalongi (Situé au Nord de la cote d'ivoire), MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER D'INGENIERIE, 2iE. "
- Anader.2009. " Rapport de Travail Exercice 2009. "
- Boivin, Pascal. 1990. "Caractérisation de L'infiltrabilité D'un Sol Par La Méthode Muntz: Variabilité de la Mesure ." *Bulletin-Réseau Erosion*, no. 10: 14-24.
- Boivin, Pascal, and Jaoudat Touma. 1988. " Variabilité Spaciale de L'infiltrabilité D' un sol Mesurée Par La Méthode Du Double Anneau." *Cahiers ORSTOM. Série Pédologie* 24 (3) 227-34.
- Chuzeville, B.1990. " Hygrologie tropicale et appliquée en Afrique subsaharienne. Collection Maîtrise de l'eau. "
- Cieh, Orstom et Lct-Cemagref-Enagref, (1994). *Crues et apports : Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche. In : Bulletin FAO d'irrigation et de drainage. 1994. n° 54*
- Compaoré, M. L. 1996. "Cours de Drainage et D'assainissement Agricole, 2iE. "
- Compaoré, M. L. 1996. "Cours D'irrigation Gravitaire à la Parcelle, 2iE. "
- Gressillon, J. 1979. " Suggestions pour le dimensionnement des petits barrages en Afrique sahélienne ou Afrique tropicale. EIER, CIEH, Ministère de la Coopération Française"
- Harouna, Karambiri.2007. " Cours d'hydrologie : Etude hydrologique, 2iE. "
- Keita Amadou, Hamma Yacouba, Laszlo G Hayde, and Bart Schultz. 2014."Comparative Non-Linear Regression-Case of Infiltration Rate Increase from Upstream in Valley." *International Agrophysics* 28 (3): 303-10.
- Keita, Amadou.2016. " Cours D'assainissement des Terres Agricoles, 2iE. "
- Minader.2014. " Direction Départementale de Dabakala : Rapport annuel. "
- Ouedraogo, Soudouba Barnabé. 2016. " Etude d'extension d'aménagement des bas fonds rizicoles de type PAFR : cas de Koumbri et de Ingare-Province du Yatenga, Burkina Faso, MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER D'INGENIERIE, 2iE. "
- Rodier, J, Meunier, M, et Puech.1984. "Le point sur les méthodes de calcul des débits de crues décennales en Afrique de l'Ouest et Afrique Centrale. " *Bulletin de liaison du CIER n° 58,Ouagadougou.*
- Sombo, Opie Zita Clémence. 2006. "Etude de l'aménagement Hydro agricole du bas fond de Buyo, MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER D'INGENIERIE, 2iE. "

X. ANNEXES

LISTES DES ANNEXES

Annexe 1: Fiche synoptique du barrage de gnanaga.....	51
Annexe 2:Questionnaires d'entretiens	51
Annexe 3: Etudes hydrologiques.....	52
Annexe 4: Etude pedologique	57
Annexe 5: Pluviométries annuelles de Dabakala de 1966 à 2000.....	57
Annexe 6: Valeurs mensuelles d'ETP de 1983 à 2002.	58
Annexe 7:Evaluation des besoins et pertes	59
Annexe 8:Les prises au fil de l'eau (PFE)	65
Annexe 9:Les réseaux d'irrigation et de drainage	69
Annexe 10:Résultats de dimensionnements des canaux primaires	71
Annexe 11:Résultats de dimensionnement des canaux secondaires	71
Annexe 12:Caractéristiques des drains parcelaires	73
Annexe 13:Caracteristiques des drains latéraux.....	74
Annexe 14:Les ouvrages d'irrigation.....	74
Annexe 15:Les ouvrages de chutes	78
Annexe 16:Détermination de la ligne d'eau du périmètre	79
Annexe 17:Dimensionnement du bassin de type impact	84
Annexe 18: Dimensionnement des ouvrages de vidanges en fin de canal primaire	84
Annexe 19: Devis quantitatif et estmatif de l'aménagement	85
Annexe 20: Profils en travers types de canaux	87
Annexe 21:Vue en plan et coupe d'ouvrage	88
Annexe 22:Plan de l'aménagement de la plaine de Gnanaga	92
Annexe 23: Paramètres de la regression non linéaire des données d'infiltrationà intervalle de confiance de 95%	95
Annexe 24: Données brutes de mésures d'infiltration.....	95
Annexe 25: Mesures et courbes d'infiltrations	105

Annexe 1: Fiche synoptique du barrage de gnanaga

CARACTERISTIQUES	VALEURS
A- LA RETENUE	
1. Côte du fond du lit mineur	: 259,00 m
2. Niveau de retenue normale	: 270,70 m
3. Niveau des plus hautes eaux	: 271,40 m
4. Volume de retenue normale	: 3 175 700 m ³
5. Plan d'eau en retenue	: 72,3 ha
B- LE BARRAGE	
1. Type	: Digue homogène en graveleux latéritiques
2. Couronnement/crête	: Graveleux Latéritiques
3. Longueur en crête	: 825 m
4. Largeur en crête	: 5 m
5. Talus	: 2,5 H/1V talus amont et aval
6. Hauteur max. sur fondation	: 16,50 m
7. Hauteur max. sur TN	: 13,50 m
C- L'EVACUATEUR DE	
1. Crue de projet (Q100)	: 56 m ³ /s
2. Type	: Latéral
3. Longueur de déversement	: 20 m
4. Charge maximale	: 70 cm
5. Cote seuil	: 270,70 m
6. Implantation	: Rive droite
D- LA VIDANGE/PRISE	
1. Longueur conduite	:
2. Côte de calage à l'entrée	: 264,50 m

Annexe 2: Questionnaires d'entretiens

Public cible : Les paysans

OBJECTIFS : Collecter les informations sur le périmètre et son exploitation.

Le périmètre

1. Le périmètre a-t-il fait l'objet d'aménagement ?
2. Depuis quand, Et par qui ?
3. Type d'ouvrage existant ?
4. Y'a-t'il de la mécanisation sur le périmètre ? Type de machines ?
5. Cycle cultural dans la zone ?
6. Les exploitants bénéficient – ils les appuis, quels types ?
7. Quel est le nombre d'exploitant sur le périmètre

8. Quelle superficie par exploitant ?
9. Comment est organisé le tour d'eau dans le bas-fond aménagé ?
10. Quel est le nombre de jour de travail dans la semaine ?
11. Comment sont gérées les zones exondées ?
12. Quelles sont les spéculations que vous pratiquées sur le périmètre ? variétés de riz ?
13. Les exploitants sont-ils organisés en coopérative ou groupement ? Si oui, Composition (%femmes et %hommes) et fonctionnement ?
14. Les exploitants maîtrisent-ils les systèmes d'irrigation ?
15. Des intrants chimiques sont-ils utilisés ? Provenance ?
16. Quels sont les problèmes auxquels sont confrontés les exploitants ?
17. En cas de problèmes quelles sont les mesures prises pour y remédier ?
18. Quelle est l'organisation mise en place pour la gestion de l'eau ?
19. Quels sont les besoins des exploitants ?
20. Quel est le système de transformation ?
21. Quelle destination pour le riz produit ? consommation ? commercialisation?
22. Comment se fait la commercialisation du riz produit? Efficacité ?

Exploitation

1. Quelle est la production de riz par ha?
2. Disposez-vous des valeurs de production des dernières années ?
3. Quelle est la quantité des intrants que vous utilisez par année culturale ?
4. Comment se font les travaux d'entretien de l'aménagement (ouvrages, canaux d'irrigation et de drainage)?

Annexe 3: Etudes hydrologiques

Caracteristiques du bassin versant

a. Indices global de pente

Formule de Grésillon : $I_g = \frac{0,026}{\sqrt{S}} * 1000$, d'où S : est la superficie du bassin versant en Km².

$I_g = \frac{0,026}{\sqrt{67,6}} * 1000 = 2,22$. L'indice global de pente I_g est égal à 2,22

b. Indices global de pente corrigée

$I_{gcorr} = \frac{(3-1)*2,22+7,2}{3} = 3,88$. L'indice global de pente corrigée I_{gcorr} est égal à 3,88

c. Indice de compacité

L'indice de compacité I_c est donné par la formule suivante : $I_c = 0,282 * P * S^{-0,5}$ d'où P : est le périmètre en m et S : est la surface du bassin versant en m².

$$Ic = 0,282 * 45970 * 67596000^{-0.5} = 1,58.$$

d. Longueur du rectangle équivalent

La longueur du rectangle équivalent est déterminée par la formule suivante: $L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$

d'où S : est la surface du bassin versant en Km² et P : est le périmètre en Km.

$$L = \frac{45,97 + \sqrt{45,97^2 - 16 * 67,6}}{4} = 19,52 \text{ Km.}$$

Apports en eau annuelle de ruissellement

Pour ce faire, nous avons d'abord calculé pour la série de données pluviométriques (1966 à 2000), les pluies moyennes annuelles pour chaque année. Ensuite, pour la série de pluies annuelles calculées, on détermine la moyenne et l'écart type. Ainsi, à partir des valeurs de la variable réduite u de Gauss pour quelque probabilité au non dépassement F, on détermine les quantiles (modules secs et humides) à partir de la formule suivante:

$Xp = X + Up * S$ avec,

Xp : le quantile à la probabilité P,

Up : variable réduite à la probabilité P,

X : la moyenne

S : l'écart type

Valeurs de variables réduites u (loi de Gauss) pour quelques probabilités au non dépassement

F	0,01	0,025	0,05	0,10	0,15	0,20	0,50	0,80	0,85	0,90	0,95	0,975	0,99
u	-2,33	-1,96	-1,64	-1,28	-1,04	-0,84	0,0	0,80	1,04	1,28	1,64	1,96	2,33

Les apports d'eaux annuelles sont présentés dans le tableau suivant.

Années	Pluie moyenne (mm)	Ke (%)	S_{BV} (Km²)	Volume (m³)
Moyenne	992	4,9	67,6	3 291 394
Décennale sèche	702	1,0	67,6	462 128
Quinquennale sèche	802	2,2	67,6	1 218 835
Décennale humide	1282	9,3	67,6	8 031 130
Quinquennale humide	1173	7,6	67,6	6 035 633

Débit de crue decennale

Méthode d'ORSTOM

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

$$Q_{r10} = A \cdot P_{10} \cdot K_{r10} \cdot \alpha_{10} \cdot \frac{S}{Tb_{10}} \text{ avec,}$$

A : le coefficient d'abattement

P10 : la hauteur de pluie décennale ponctuelle P10

Kr10 : le coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale

α_{10} : le coefficient de pointe correspondant à la crue décennale

S : la superficie du bassin versant

Tb10 : le temps de base correspondant à la crue décennale

Ces différents paramètres sont déterminés à l'aide d'abaques ou de formules. Seul α_{10} peut, dans de nombreux cas, être assimilé à une constante.

Le coefficient d'abattement A

Il est déterminé par l'équation simplifiée de Vuillaume (1974):

$$A = 1 - 0,001 \times (9 \cdot \log_{10}(T) - 0,042 \times Pan + 152) \times \log_{10}(S) \text{ d'où } Pan = 992\text{mm,}$$

$$S = 67,6 \text{ km}^2 \text{ et } T = 10\text{ans (temps de retour).}$$

$$A = 1 - 0,001 \times (9 \cdot \log_{10}(10) - 0,042 \times 992 + 152) \times \log_{10}(67,6) = \mathbf{0,78}$$

La hauteur de pluie décennale ponctuelle P10

La hauteur de pluie décennale ponctuelle P10 est déterminée à partir d'abaque ci-dessous:

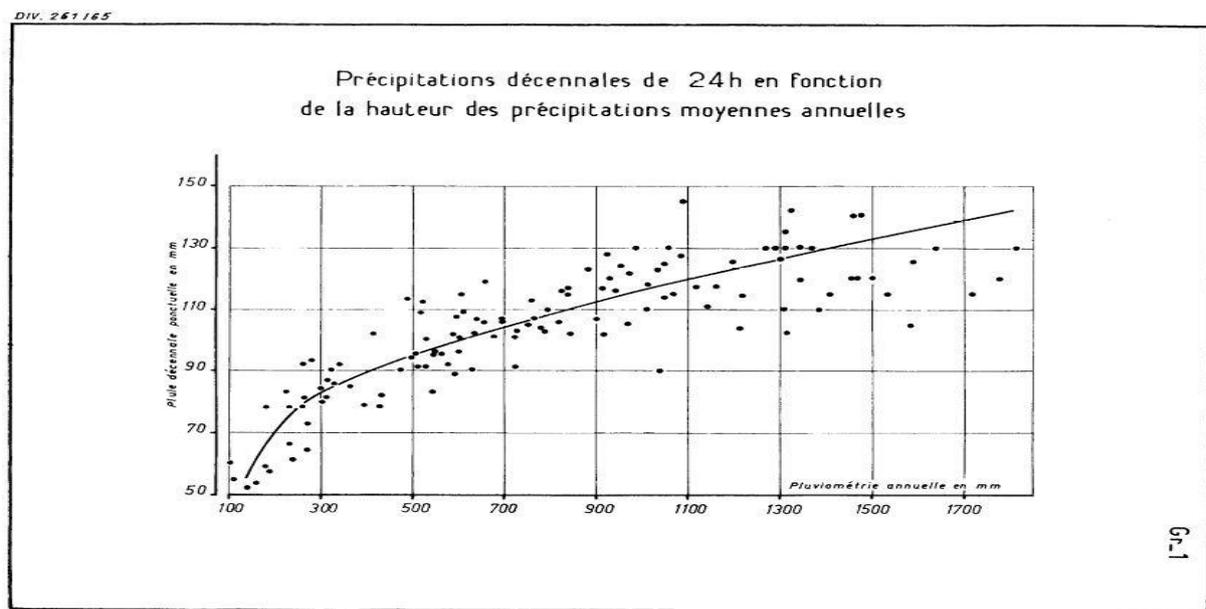


Figure 7: Abaque de l'estimation de la hauteur de pluie décennale ponctuelle P10.

La pluviométrie annuelle de la zone d'étude est égale à 992 mm.

De tous ce qui précède, la hauteur de de pluie décennale ponctuelle P10 est estimée à

$$P_{10} = 115,56 \text{ mm.}$$

Coefficient de ruissellement décennal Kr10

Le coefficient de ruissèlement décennal Kr10 est déterminé à l'aide d'abaque à partir de données de pentes longitudinales et de la perméabilité des sols et de la surface du bassin versant.

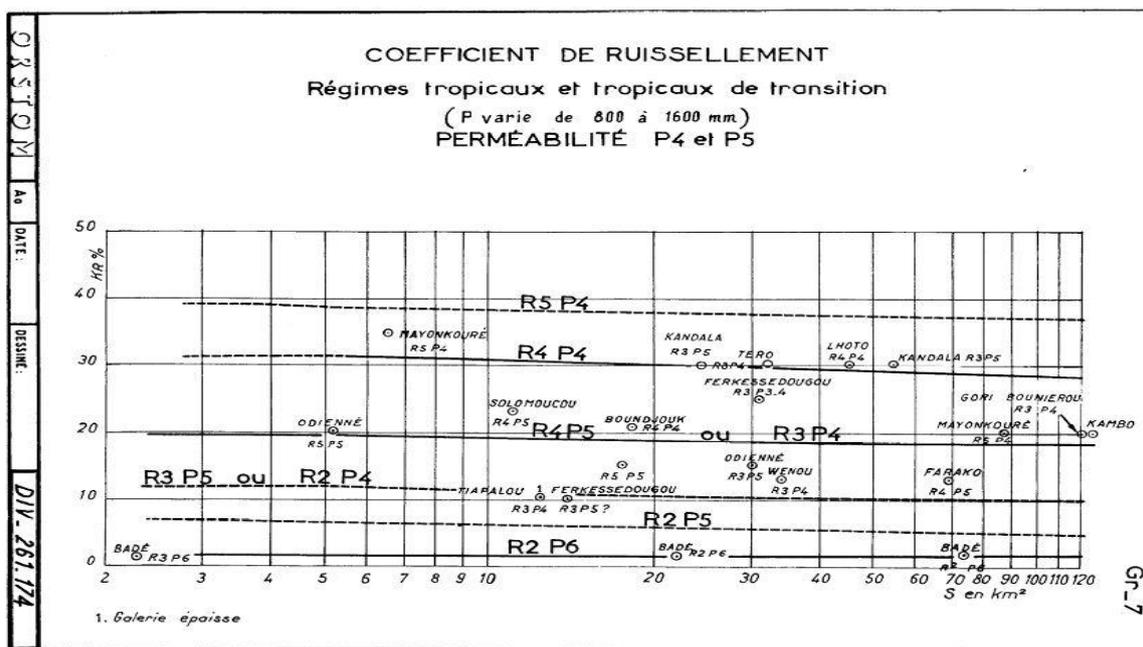


Figure 8: Abaque de détermination du coefficient de ruissellement.

La surface du bassin versant est égale à 67,6 Km². La pente longitudinale de notre zone d'étude est estimée à 0,29%. Ainsi, d'après l'ORSTOM (actuellement IRD : Institut de Recherche pour le Développement), cette pente correspond aux pentes de classe R2 défini comme suit : R2 : pentes faibles inférieures à 0,5% : ce sont les bassins de plaines.

Aussi, dans notre zone d'étude, on y rencontre des sols ferrugineux tropicaux dominants le glacis granitique qui flanque la limite nord-ouest de la grande zone Schisteuse de l'est du territoire, accusant d'autant plus le contraste de la limite savane-forêt (sols ferralitiques ou ferrisols sur schistes en forêt - sols ferrugineux tropicaux sur granite en savane).

Le coefficient de pointe α_{10} correspondant à la crue décennale

Le coefficient de pointe α_{10} de la crue décennale est le rapport du débit maximum ruisselé au débit moyen ruisselé.

Cependant, pour les zones tropicales de transition, α_{10} est pris égal à 2,5 (Compaoré, 1996).

Temps de base Tb10

Le temps de base est estimé à partir de l'abaque ci-dessous connaissant la surface du bassin versant et la classe de la pente longitudinale de la zone d'étude:

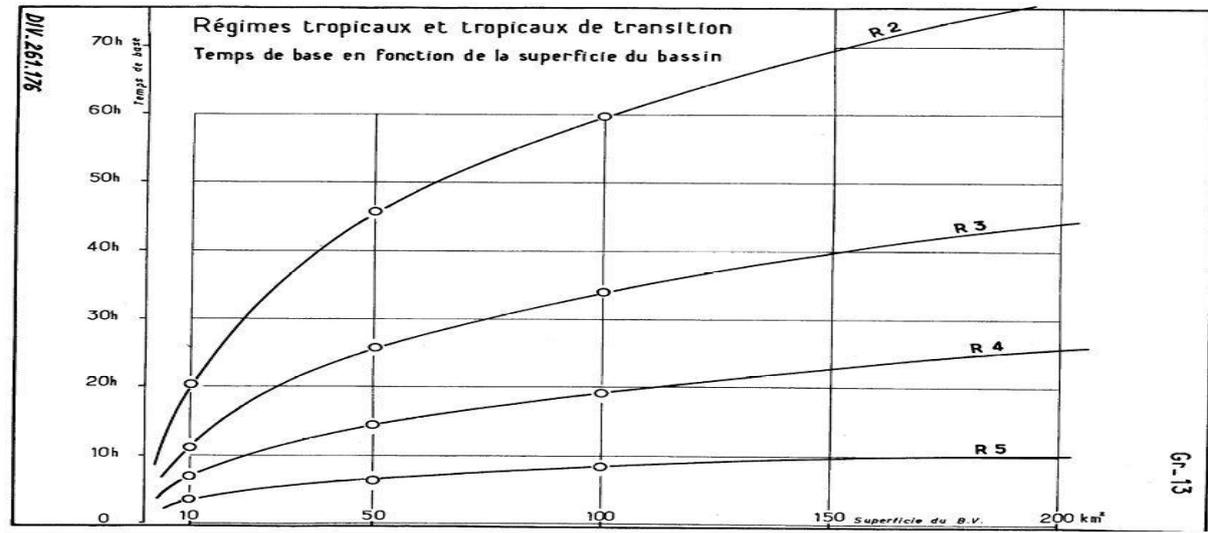


Figure 9 : Abaque du temps de base en fonction de la superficie du bassin versant.

La pente longitudinale de notre zone d'étude est de classe R2 et la surface du bassin versant est égale à 67,6 Km².

De tous ce qui précède, le temps de base Tb10 est estimé à 50,45 heures ce qui correspond à 3027 min.

La valeur du débit décennal calculé est égal à:

$$Q_{r10} = 0,78 * 0,11556 * 0,1 * 2,5 * \frac{67600000}{3027 * 60} = 8,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de crue décennale

Paramètres	Symbole	Unité	Valeurs
Surface	S	Km ²	67,6
Pluie moyenne annuelle	P	mm	992
Indice global de pente	Ig	m/Km	2,22
Indice global de pente corrigé	I _{gcorr}	m/Km	3,88
Le coefficient d'abattement	A		0,78
Hauteur de pluie décennale	P10	mm	115,56
Temps de base pour crue décennale	Tb10	min	3027
le coefficient de pointe de la crue décennale	α10		2,5
Coefficient de ruissèlement décennal	Kr10	%	10
Débit décennal	Q10	m ³ /s	8,40

Annexe 4: Etude pedologique

Récapitulatif étude pédologique

LEGENDE PEDOLOGIQUE			
Code	Définition	Aptitude au riz	Aptitude au Maraichère
A/B	Bonne à assez bonne	Propice	Non propice
B/A	Assez bonne à bonne		Propice sous condition
B	Assez bonne		Propice
C/B	Passable à assez bonne	Propice sous condition à lever	
D et C/D	Médiocre et passable à médiocre	Non propice	Propice sous condition
Code	Type de sol	Détermination selon CPCS	Texture des tranches de sol
A/B	78 / 6740	Sol hydromorphe peu humifère à pseudo-gley de surface et sols ferrallitiques colluvionné hydromorphe modal	SA; SA; AS ; AS ; A et SA ; SA ; SA ; SA ; AS
B/A	6740 / 6704	Sol ferrallitique colluvionné hydromorphe modal et sol ferrallitique modal hydro sur (P) >6%	SA ; SA ; SA ; SA ; AS
B	6704 et 67340	Sol ferrallitique modal hydro sur (P) >6% et sol ferrallitique Modal induré hydromorphe	SA ; SA ; SA ; SA ; AS et SA ; SA ; SA ; Cu
C/B	67340	Sol ferrallitique Modal induré hydromorphe	SA ; SA ; Cu ; SA ; SA
D et C/D	631 ; 11 et 6700	Sol ferrallitique induré remanié ; lithosol sol peu évolué litique et sol ferrallitique colluvionné modal sur pente (P) >6%	SA ; Cu ; R et SA ; SA ; SA ; SA ; SA

Annexe 5: Pluviométries annuelles de Dabakala de 1966 à 2000.

Période	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total
1966	0,0	0,0	175,5	118,6	160,2	171,5	41,9	134,8	130,6	249,6	29,2	52,4	1 264
1967	0,0	56,4	64,1	82,9	120,4	135,4	110,9	270,0	180,8	67,0	30,4	0,0	1 118
1968	0,0	28,4	40,6	192,5	162,3	128,1	364,8	310,2	180,4	126,5	102,5	2,9	1 639
1969	0,0	89,9	89,6	188,0	44,7	84,9	72,8	10,2	84,1	228,0	124,2	0,0	1 016
1970	37,5	0,0	39,5	63,4	156,6	63,7	98,7	173,4	298,3	57,0	20,0	3,1	1 011
1971	0,0	10,9	77,2	165,3	95,7	111,5	108,8	171,3	315,3	89,1	0,0	13,9	1 159
1972	0,0	8,8	110,9	125,5	227,6	93,6	9,5	57,7	62,0	105,3	0,0	33,8	835
1973	0,0	14,3	13,2	111,7	147,3	136,4	76,7	290,2	239,1	57,5	5,7	18,5	1 111
1974	0,0	13,2	176,8	168,5	16,4	2,6	2,1	14,1	171,2	39,5	0,0	0,0	604
1975	0,0	0,0	0,0	77,0	39,0	92,2	93,7	121,6	281,9	55,1	29,1	37,2	827
1976	0,0	15,9	76,6	11,2	96,1	113,5	9,7	69,7	97,7	107,5	34,1	16,2	648
1977	0,0	11,0	10,0	82,0	131,0	104,0	22,0	285,3	346,4	105,6	0,0	1,5	1 099
1978	0,0	7,5	55,2	135,5	60,5	161,5	152,2	27,5	99,0	40,0	10,0	0,0	749

1979	0,0	0,0	79,3	121,0	93,9	252,6	167,7	59,2	180,0	203,2	9,8	9,5	1 176
1980	26,6	80,2	18,0	75,0	230,5	65,8	140,6	148,2	123,6	109,3	29,8	0,0	1 048
1981	4,3	22,4	68,4	114,5	118,8	114,5	98,1	142,9	186,0	109,3	28,3	12,6	1 020
1982	0,0	32,8	62,5	146,3	95,4	97,8	15,0	114,8	37,0	98,0	59,0	5,0	764
1983	0,0	0,0	0,0	196,4	111,0	107,5	67,0	13,0	92,0	0,0	2,5	61,0	650
1984	0,0	0,0	273,0	87,6	108,5	63,2	328,6	129,6	84,0	251,2	8,0	0,0	1 334
1985	7,5	4,0	34,6	126,7	101,7	88,4	223,5	282,0	282,5	58,1	9,1	0,0	1 218
1986	0,0	7,7	25,0	0,0	185,0	74,2	90,0	117,9	97,9	86,0	29,0	0,0	713
1987	0,0	4,7	69,0	71,0	121,0	214,0	54,0	393,0	248,0	86,9	0,0	0,0	1 262
1988	3,4	18,6	70,9	111,8	119,3	112,6	106,7	151,7	173,5	105,9	25,5	12,2	1 012
1989	0,0	0,0	109,5	62,8	83,7	209,7	75,2	117,7	187,7	134,2	0,0	0,0	981
1990	5,0	3,2	5,5	138,5	43,0	134,0	88,8	211,3	128,9	14,5	45,0	44,0	862
1991	0,0	23,9	7,0	117,1	263,8	139,0	101,5	147,6	29,4	57,1	0,0	0,0	886
1992	0,0	26,5	10,0	144,7	60,5	53,1	106,5	27,3	132,6	99,5	51,2	0,0	712
1993	0,0	1,7	111,1	222,4	139,0	48,4	119,0	82,1	164,3	72,1	49,2	0,0	1 009
1994	0,6	24,6	69,0	64,9	56,5	77,4	76,1	123,7	168,8	188,0	13,0	0,0	863
1995	0,0	0,1	59,0	175,5	140,0	111,0	120,0	228,0	198,7	121,7	27,0	24,1	1 205
1996	15,0	27,5	36,0	107,5	132,4	175,7	127,5	139,5	124,5	169,3	0,0	0,0	1 055
1997	35,0	0,0	17,0	70,9	74,6	149,4	66,0	107,6	109,7	80,6	4,5	0,0	715
1998	18,0	35,0	10,0	67,6	89,0	275,2	127,1	176,0	179,1	143,2	0,7	34,0	1 155
1999	0,0	30,7	85,2	114,3	160,0	145,5	75,5	142,2	114,6	93,2	14,5	0,0	976
2000	18,0	0,0	51,5	82,8	183,4	155,1	108,6	120,0	154,0	132,9	24,0	0,0	1 030
Min	0,0	0,0	0,0	0,0	16,4	2,6	2,1	10,2	29,4	0,0	0,0	0,0	604
Moyenne	4,9	17,1	62,9	112,6	119,1	121,8	104,2	146,0	162,4	106,9	23,3	10,9	992
Max	37,5	89,9	273,0	222,4	263,8	275,2	364,8	393,0	346,4	251,2	124,2	61,0	1 639

(Source : SODEXAM)

Annexe 6: Valeurs mensuelles d'ETP de 1983 à 2002.

Années	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total
1983	144,0	161,0	169,0	153,0	133,0	101,0	103,0	104,0	111,0	133,0	119,0	117,0	1548,0
1984	135,0	151,0	162,0	146,0	134,0	118,0	108,0	112,0	111,0	120,0	115,0	120,0	1532,0
1985	128,0	131,0	151,0	149,0	128,0	115,0	108,0	105,0	104,0	123,0	126,0	130,0	1498,0
1986	137,0	148,0	143,0	147,0	145,0	120,0	100,0	99,0	108,0	115,0	126,0	122,0	1510,0
1987	141,0	164,0	164,0	165,0	150,0	117,0	126,0	122,0	124,0	131,0	136,0	128,0	1668,0
1988	173,0	174,0	160,0	164,0	150,0	124,0	115,0	116,0	125,0	137,0	132,0	139,0	1709,0
1989	146,0	149,0	178,0	163,0	170,0	155,0	113,0	116,0	116,0	126,0	139,0	140,0	1711,0
1990	160,0	182,0	207,0	164,0	145,0	132,0	109,0	98,0	122,0	135,0	141,0	133,0	1728,0
1991	156,0	165,0	163,0	153,0	134,0	128,0	116,0	110,0	112,0	120,0	122,0	126,0	1605,0
1992	163,0	161,0	165,0	150,0	149,0	114,0	108,0	110,0	118,0	122,0	124,0	129,0	1613,0
1993	150,0	163,0	163,0	150,0	142,0	132,0	117,0	115,0	114,0	138,0	127,0	132,0	1643,0
1994	149,0	161,0	173,0	159,0	148,0	124,0	117,0	110,0	116,0	122,0	127,0	92,0	1598,0
1995	128,0	133,0	149,0	141,0	134,0	121,0	115,0	108,0	126,0	120,0	129,0	125,0	1529,0
1996	142,2	161,1	167,3	152,4	142,9	127,6	111,6	107,8	105,7	123,5	128,6	111,5	1582,2
1997	142,0	158,0	174,0	151,0	142,0	116,0	106,0	117,0	119,0	131,0	133,0	125,0	1614,0

1998	145,5	148,2	162,9	153,1	138,3	119,3	103,7	99,3	103,2	111,8	117,5	109,2	1512,0
1999	123,6	129,5	147,6	125,6	127,6	115,2	102,3	102,7	108,6	115,0	117,1	115,8	1430,6
2000	114,1	126,2	134,4	140,2	118,8	128,7	94,4	94,1	98,9	112,3	107,5	110,0	1379,6
2001	118,4	127,3	105,8	135,9	132,6	112,1	110,4	92,6	97,9	121,3	113,8	116,6	1384,7
2002	116,6	141,2	139,2	137,1	130,1	109,5	99,0	102,1	114,3	117,1	124,1	120,8	1451,1
Min	114,1	126,2	105,8	125,6	118,8	101,0	94,4	92,6	97,9	111,8	107,5	92,0	1379,6
Moyenne	140,6	151,7	158,9	150,0	139,7	121,5	109,1	107,0	112,7	123,7	125,2	122,1	1562
Max	173,0	182,0	207,0	165,0	170,0	155,0	126,0	122,0	126,0	138,0	141,0	140,0	1728,0

(Source: SODEXAM)

Annexe 7: Evaluation des besoins et pertes

- **Besoins en eau du riz (1^{er} cycle)**

Etude technique de l'aménagement du périmètre en aval du barrage sur la rivière Gnanaga

N°	Mois	Décembre			Jan			Février			Mars			Avril			Mai			
1	Durée de la période	31			31			28			31			30			31			
2	Nombre de jours	10	10	11	10	10	11	10	10	8	10	10	11	10	10	10	10	10	11	
3	Décades	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
4	Calendrier	Preparation du sol			Repiquage			Tallage			Montaison	Epiaison		Maturation			Récolte			
5	Saturation du sol	100			100															
6	Remplissage des casiers				30	30	30	30												
7	Entretien de lame d'eau								50	50	50	50	50	50						
8	ETP Mensuel(mm)	122,09			140,62			151,73			158,91			149,97						
9	ETP décade(mm)=(8)*(2)/(1)	39,38	43,32	45,36	45,36	49,90	54,19	54,19	43,35	51,26	51,26	56,39	49,99	49,99	49,99					
10	Coefficient cultural Kc	0	0	0,6	0,8	1	1	1	1	1	1,15	1,15	1,08	0,9	0,9					
11	ETM décade(mm)=(10)*(9)	0,00	0,00	84,37	36,29	49,90	54,19	54,19	43,35	51,26	58,95	64,85	53,99	44,99	44,99					
12	ETM mensuel(mm)	0,00			170,56			151,73			175,06			143,97						
13	Bnp decade(mm)=(5)+(6)+(7)+(11)	100,00	100,00	114,37	66,29	79,90	84,19	104,19	93,35	101,26	108,95	114,85	103,99	44,99	44,99					
14	Bnp mensuel(mm)	200,00			260,56			281,73			325,06			193,97						
15	Pluie(mm)	10,9			4,9			17,1			62,9			112,6						
16	Pe(mm)	10,9			4,9			17,1			56,5			98,7						
17	Besoin net d'irrigation (Bnet)=(14)-(16)	189,10			255,66			264,63			268,59			95,26						
18	Ea	0,65			0,65			0,65			0,65			0,65						
19	Besoin brut en tete du réseau	290,9			393,3			407,1			413,2			146,5						
20	Besoin brut en tete du réseau Bb (m³/ha)=(19)*10	2909			3933			4071			4132			1465						
21	Besoins totaux (m³/ha)=Σ(20)							16511												
22	BMP(mm/ha)=(17)/(1)	6,10			8,25			9,45			8,66			3,18						
23	RU (mm/m)	116,00			116,00			116,00			116,00			116,00						
24	P	0,67			0,67			0,67			0,67			0,67						
25	Zr(m)	0,3			0,3			0,3			0,3			0,3						
26	RFU (mm) = (23)*(24)*(25)	23,32			23,32			23,32			31,09			31,09						
27	Fréquence F (j)=(26)/(22)	3,82			2,83			2,47			3,59			9,79						
28	Tour d'eau T(j)	3,0			2			2			3			9						
29	Dose réelle d'irrigation Dr(mm)=(22)*(28)	18,30			16,49			18,90			25,99			28,58						
30	Dose brute Db(mm)=(29)/(18)	28,15			25			29			40			44						
31	DFC(l/s/ha)=(19)*10000/((24)* 21* 3600)	1,09			1,47			1,68			1,54			0,57						
32	Nj	31			31			28			31			30						
33	Nh	12			12			12			12			12						
34	DMP(l/s/ha)=(23)* 24/(6/7)*(25)	2,53			3,43			3,93			3,60			1,32						

Etude technique de l'aménagement du périmètre en aval du barrage sur la rivière Gnanaga

- Besoins en eau du riz (2^{ème} cycle)

N°	Mois	Juin			Juillet			Août			Septembre			Octobre			Novembre			
1	Durée de la période	30			31			31			30			31			30			
2	Nombre de jours	10	10	10	10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	10	
3	Décades				1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	
4	Calendrier	Préparation du sol			Repiquage			Tallage			Montaison	Epiaison		Maturation			Récolte			
5	Saturation du sol	100	100																	
6	Remplissage des casiers				30	30	30	30												
7	Entretien de lame d'eau								50	50	50	50	50	50						
8	ETP Mensuel(mm)	121,47			109,12			107,03			112,73			123,70						
9	ETP décade(mm)=(8)*(2)/(1)	40,49	40,49		35,20	35,20	38,72	34,53	34,53	37,98	37,58	37,58	37,58	39,90	39,90	43,89				
10	Coefficient cultural Kc	0	0		0,6	0,8	1	1	1	1	1	1,15	1,15	1,08	0,9	0,9				
11	ETM décade(mm)=(10)*(9)	0,00	0,00		21,12	28,16	38,7	34,526	34,53	37,98	37,57677083	43,21	43,213	43,09	35,91	39,5				
12	ETM mensuel(mm)	0,00			88,00			107,03			124,00			118,51						
13	Bnp decade(mm)=(5)+(6)+(7)+(11)	100,00	100,00		51,12	58,16	68,72	64,53	84,53	87,98	87,58	93,21	93,21	93,09	35,91	39,50				
14	Bnp mensuel(mm)	200,00			178,00			237,03			274,00			168,51						
15	Pluie(mm)	121,8			104,2			146			162,4			106,9						
16	Pe(mm)	106,5			91,6			127,1			141,0			93,9						
17	Besoin net d'irrigation (Bnet)=(14)-(16)	93,47			86,43			109,93			132,96			74,65						
18	Ea	0,65			0,65			0,65			0,65			0,65						
19	Besoin brut en tete du réseau	143,8			133,0			169,1			204,6			114,8						
20	Besoin brut en tete du réseau Bb (m³/ha)=(19)*10	1438			1330			1691			2046			1148						
21	Besoins totaux (m³/ha)=Σ(20)	7653																		
22	BMP(mm/i)=(17)/(1)	3,12			2,79			3,55			4,43			2,41						
23	RU (mm/m)	116,00			116,00			116,00			116,00			116,00						
24	P	0,67			0,67			0,67			0,67			0,67						
25	Zr(m)	0,3			0,3			0,3			0,3			0,3						
26	RFU (mm) = (23)*(24)*(25)	23,32			23,32			23,32			23,32			23,32						
27	Fréquence F (i)=(26)/(22)	7,48			8,36			6,58			5,26			9,68						
28	Tour d'eau T(i)	7			8			6			5			9						
29	Dose réelle d'irrigation Dr(mm)=(22)*(28)	21,81			22,30			21,28			22,16			21,67						
30	Dose brute Db(mm)=(29)/(18)	34			34			33			34			33						
31	DFC(l/s/ha)=(19)*10000/((24)*21*3600)	0,55			0,50			0,63			0,79			0,43						
32	Nj	30			31			31			30			31						
33	Nh	12			12			12			12			12						
34	DMP(l/s/ha)=(23)*24/(6/7)*(25)	1,29			1,16			1,47			1,84			1,00						

Etude technique de l'aménagement du périmètre en aval du barrage sur la rivière Gnanaga

▪ Besoins en eau de la tomate

N°	Mois	Novembre			Décembre			Janvier			Février			Mars		
		30			31			31			28			31		
1	Durée de la période	30			31			31			28			31		
2	Nombre de jours	10	10	10	10	10	11	10	10	11	10	10	8	10	10	11
3	Décades	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
4	ETP Mensuel(mm)	125,2			122,09			140,62			151,73			158,91		
5	ETP décade(mm)=(8)*(4)/(1)	41,733	41,73	41,73	39,38	39,38	43,32	45,36	45,36	49,90	54,19	54,19	43,35	51,26	51,26	56,39
6	Coefficient cultural Kc	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,95	0,95	0,95	1,05	1,05	1,05	0,8	0,8	0,8
7	ETM décade(mm)=(6)*(5)	20,87	20,87	20,87	23,63	23,63	25,99	43,09	43,09	47,40	56,90	56,90	45,52	41,01	41,01	45,11
8	ETM mensuel(mm)	62,60			73,26			133,59			159,31			127,13		
9	Pluie(mm)	23,3			10,9			4,9			17,1			62,9		
10	Pe(mm)	23,3			10,9			4,9			17,1			56,5		
11	Besoin net d'irrigation (Bnet)=(8)-(10)	39,30			62,36			128,69			142,21			70,66		
12	Ea	0,65			0,65			0,65			0,65			0,65		
13	Besoin brut en tete du réseau Bb(mm)=(11)/(12)	60,5			95,9			198,0			218,8			108,7		
14	Besoin brut en tete du réseau Bb (m³/ha)=(13)*10	605			959			1980			2188			1087		
15	Besoins totaux (m³/ha)=Σ(14)	6819														
16	BMP(mm/j)=(11)/(1)	1,31			2,01			4,15			5,08			2,28		
17	DFC(1/s/ha)=(19)*10000/((24)*18*3600)	0,23			0,36			0,74			0,90			0,41		
18	Nj	31			31			31			28			31		
19	Nh	12			12			12			12			12		
20	DMP(1/s/ha)=(23)*24/(6/7)*(25)	0,53			0,84			1,72			2,11			0,95		

▪ Besoins pastoraux

Mois	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Nombre de jours	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Besoins pastoraux pour transhumance (m ³)	413	413	413	413	413	413	413	0	0	0	0	0
Besoins pastoraux permanent (m ³)	1240	1240	1120	1240	1200	1240	1200	1240	1240	1200	1240	1200
Besoins pastoraux (m ³)	1653	1653	1533	1653	1613	1653	1613	1240	1240	1200	1240	1200
Total (m ³)	17080											

▪ Pertes par évaporation et infiltration

Mois	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Nombre de jours	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Evaporation (mm)	5,22	6,23	5,89	5,75	5,18	4,66	4,05	3,97	4,32	4,59	4,8	4,53
Infiltration (mm)	37	34	37	36	37	36	37	37	36	37	36	37
Pertes totales (mm)	42	40	43	42	42	41	41	41	40	42	41	497
Pertes totales (m ³)	30670	28797	31154	30185	30641	29397	29824	29766	29151	30214	29498	30171
Total (m³)	359 468											

▪ Récapitulatif des besoins et pertes en eau

Mois	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Bilan total
Besoins pastoraux (m ³)	1653	1533	1653	1613	1653	1613	1240	1240	1200	1240	1200	1240	17080
Besoins agricoles (m ³)	201242	208621	209125	73978	0	71900	66485	84562	102279	57420	1399	147682	1224691
Besoins totaux (m ³)	289425	299719	301686	107831	1653	105149	96978	123009	148482	83924	2599	212925	1773381
Pertes (mm)	42	40	43	42	42	41	41	41	40	42	41	42	497

▪ Pertes en eau dues aux dépôts solides

Les pertes en eau dues aux dépôts solides sont calculées par la formule de Grésillon suivante:

$$V = D \times S \text{ d'où,}$$

S : est la superficie du bassin versant en km² ;

V : est le volume d'apports solides ;

D : est la dégradation spécifique en m³/Km²/an ; Avec,

$$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1} \text{ d'où}$$

P : pluviométrie moyenne annuelle en mm

$$D = 700 * \left(\frac{992}{500}\right)^{-2,2} * 67,6^{0,1} = 6,85 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$$

$$\text{Ainsi, on a } V = 6,85 * 67,6 = 463 \text{ m}^3/\text{an}$$

Annexe 8: Les prises au fil de l'eau (PFE)

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.

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.

La conception hydrologique

Le débit de crue considérée est celui utilisé pour le dimensionnement du drain principal.

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

Côte seuil

La côte 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 ci-dessous:

$$h = y + \frac{v^2}{2g} + \Delta H \text{ avec,}$$

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/s²)

ΔH : 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:

$$H_t = Z_r - Z_f + h \text{ avec,}$$

Zr : côte radier du canal principal

Zf : côte radier de la PFE

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

Longueur de la PFE

L'ouverture de la PFE est dimensionnée pour permettre le passage du débit de la crue décennale du cours d'eau. La longueur de déversement est donnée par la formule ci-dessous:

$$L = \frac{Q}{m \cdot \sqrt{2g \cdot h^{3/2}}} \text{ avec,}$$

Q : débit transitant par la PFE en m³/s

m: coefficient de débit (m= 0,4)

L: longueur de la PFE (m)

h: charge de l'eau (m)

g: accélérateur de la pesanteur (g = 9,81 m/s²)

Le calcul se fait dans l'hypothèse où les batardeaux sont enlevés au moment des écoulements de pointe.

Bassin de dissipation

On opte pour un bassin rectangulaire de même largeur que le lit mineur de la rivière. Compte tenu des faibles hauteurs de chutes, le bassin de dissipation sera de type plongé. Ses caractéristiques peuvent être déterminées par abaque. Les dimensions du bassin sont déterminées en se plaçant dans le cas le plus défavorable qui correspond au passage de la crue lorsque le seuil est calé à sa côte maximale. Les caractéristiques de ce bassin correspondent à celui de la PFE. Les caractéristiques des PFE sont présentées dans le tableau 14 suivant :

Tableau 14:Caractéristiques des PFE

PFE	Côtes (m)		Longueur (m)	Hauteur (m)	Profondeur (m)	Nombre de prise	Qcp (l/s)	Nombre de travées
	ZPFE	Zcp						
PFE 1	259,30	259,52	2	0,43	1	1	240	1
PFE 2	257,52	257,87	2	0,55	1	1	240	1
PFE 3	254,17	254,36	2	0,38	1	1	240	1
PFE 4	248,47	248,87	2	0,59	1	1	240	1
PFE 5	247,40	247,74	2	0,54	1	1	240	1
PFE 6	245,66	245,96	2	0,50	1	1	240	1

La stabilité de la PFE

La pérennité de la PFE est en majeure partie liée à leur stabilité. L'étude de stabilité permet d'éviter les phénomènes de renard.

Pour simplifier les calculs, on ne prendra pas en compte:

- La poussée de l'eau aval des batardeaux,
- Le poids propre des batardeaux,
- La composante verticale de la poussée des terres sur les murs latéraux,
- L'effet de butée des paras fouilles.

Ces efforts participent à la stabilité de l'ouvrage

Tranchée de para fouille

Les para fouille sont calculées suivant la règle de LANE ci-dessous.

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

L_v = longueur des cheminements verticaux, $L_v = 2,28m$

L_h = longueur des cheminements horizontaux, $L_h = 2,00m$

C = coefficient qui dépend de la nature du terrain, ($C = 5$ sol sableux-argileux)

H = hauteur d'eau en amont du déversoir, $H = 0,4m$

$L_v + 1/3 L_h = 2,28 + 1/3 * 2,00 = 2,95 \geq CH = 2,00$ m. La profondeur de tranchée para fouille = 0,95m.

Les forces horizontales

La poussée de l'eau (Pe)

$$Pe = \frac{\gamma_w * [L * l]}{2} \text{ d'où}$$

L : Longueur de la PFE, $L = 2,00m$;

Le poids volumique de l'eau (10 KN/m^3);

l : la largeur du déversoir, $l = 1,5m$;

$$AN: Pe = \frac{10 * 2 * 1,5}{2} = 15 \text{ KN}$$

La poussée des terres (Pt)

Poussée des sédiments au pied amont du déversoir. Il convient de ne pas négliger les efforts notables de poussées des sédiments pouvant s'accumuler au pied amont du déversoir.

$$Pt = \frac{1}{2} * \gamma_{\text{sédiment}} * h^2_{\text{sédiment}} * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \text{ d'où}$$

- γ : le poids volumique des sédiments saturés = 10 KN/m^3 ;

- h : épaisseur de la sédimentation (50 cm) ;

- ϕ : angle de frottement interne des sédiments = 20

$$\text{AN: } P_t = \frac{1}{2} * 10 * 0,5^2 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = \mathbf{0,32 \text{ KN/m}}$$

Ainsi, on a $P_t = 0,32 * 2 = 0,64 \text{ KN}$

La somme des forces horizontales est égale à : **15,64 KN.**

Les forces verticales

Le poids propre de la PFE(W)

$$W = \gamma_{\text{beton}} * S \text{ d'où}$$

γ_{beton} : est le poids volumique du béton (en KN/m^3) pris égal à 24KN/m^3 car béton classique et
S : est la section du déversoir(en m^2).

$$W = 24 * 2 * 1,5 = 72 \text{ KN.}$$

Le poids propre de la PFE est égal à **72 KN.**

La poussée hydrostatique interne (sous-pression)

Il s'agit des sous pressions hydrostatiques exercées sur l'assise de la PFE

NB : Cas des fondations homogènes et isotropes sans fissuration.

$$U = \frac{[\gamma_w * H]}{2}$$

$$\text{AN: } U = \frac{[24 * 1 + 1]}{2} = 12,50 \text{ KN}$$

La poussée hydrostatique est égale à : **12,50 KN**

La somme des forces verticales est égale à **84,4 KN.**

Stabilité au glissement

Il s'agira ici de vérifier que la somme des forces de poussées soit inférieures ou égales à la somme des forces de résistances.

NB: On supposera qu'ici la cohésion est nulle.

$$\text{On a, } F_G = \frac{\sum(W-U)}{\sum(P_e+P_t)} * \tan \phi \text{ d'où } \tan \phi = 0,75 \text{ car roche de bonne qualité.}$$

$$\sum(W-U) = 72 - 12,50 = 59,5 \text{ KN}$$

$$\sum(P_e+P_t) = 15,64 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi, } F_G = \frac{59,5}{15,64} * 0,75 = 2,85 \geq 1, \text{ ce qui veut dire que notre PFE est stable au glissement.}$$

Stabilité au renversement

Il est question ici de vérifier que le quotient des sommes des moments des forces de poussées sur les moments des forces de résistances soit supérieur ou égal à 1,5.

NB : On calculera les moments par rapport au point B.

$$M_{Pe/B} = - \frac{\gamma_w * [L * L]}{2} * \frac{1}{2} * H = - \frac{1}{4} * 24 * 2 * 1,5 * 0,79 = \mathbf{-14,22 \text{ KN/m}}$$

$$MW/B = \frac{1}{2} * \gamma_{\text{beton}} * S * L = \frac{1}{2} * 24 * 2^2 * 1,5 = 72 \text{ KN/m}$$

$$MU/B = - U * \frac{L}{2} = -12,50 * \frac{2}{2} = -12,50 \text{ KN/m.}$$

$$MPt/B = Pt * \frac{1}{2} * H = 0,64 * \frac{1}{2} * 1 = 0,32 \text{ KN/m}$$

On a, $\frac{\sum M(W-U)}{\sum M(Pe+Pt)} = \frac{(72+12,50)}{(-14,22+0,32)} = 6,1 \geq 1,5$ ce qui veut dire que la stabilité de la PFE est assurée.

Annexe 9: Les réseaux d'irrigation et de drainage

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:

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

Q : débit transité par le canal en m³/s

K_s : coefficient de rugosité ou de Manning, 70 pour les canaux en béton et 30 pour les canaux en terre.

S : section mouillée du canal en m²

R : rayon hydraulique en m

I : pente longitudinale du canal en %

y : tirant d'eau dans le canal

m: le fruit des berges

b: largeur au plafond du canal en m

Le débit de dimensionnement des canaux

Canaux secondaires

Les canaux secondaires sont dimensionnés à la main d'eau, 20l/s en fonction de la taille des quartiers hydrauliques.

Canaux primaires

Le débit de dimensionnement de chaque canal primaire est la somme des débits des canaux secondaires qu'il alimente.

Le débit de dimensionnement des drains latéraux

Les drains latéraux sont en tête de bassin versant.

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

$$V_{r10} = A * K_{r10} * S_{BV} * P_{10} \text{ avec,}$$

V_{r10} : volume ruisselé de la crue décennale (m^3)

P_{10} : pluie décennale journalière (mm)

S_{BV} : superficie des bassins versants (ha)

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

$$Q_{10} = \alpha_{10} * Q_{m10} \text{ (m}^3\text{/s) avec, } Q_{m10} = \frac{Vr10}{Tb10}$$

α_{10} : Le coefficient de pointe de la crue décennale

Q_{m10} : Le volume moyen ruisselé durant le temps de base

Le résultat des calculs est présenté dans le tableau suivant:

Tableau 15: Résultats des calculs des débits des drains latéraux

Paramètres	Symbole	Unité	Valeurs			
			DL1	DL2	DL3	DL4
Surface du bassin versant	S	Km ²	4	3,00	2,00	11,00
Classe de relief	-	-	R2	R2	R2	R2
Classe de perméabilité	-	-	P4	P4	P4	P4
Pluie annuelle	P	mm	992	992	992	992
Le coefficient d'abattement	A	-	0,93	0,94	0,96	0,88
Le coefficient de pointe de la crue décennale	α_{10}	-	2,5	2,5	2,5	2,5
Coefficient de ruissèlement décennal	Kr10	%	12	12	12	11
Temps de base pour crue décennale	Tb10	h	72	72	72	72
Hauteur de pluie décennale	P10	mm	115,56	115,56	115,56	115,56
Volume ruisselé de la crue décennale	Vr10	m ³	51586	39106	26625	123048
Volume moyen ruisselé durant le temps de base	Qm10	m ³ /s	0,20	0,15	0,10	0,47
Débit de la crue décennale	Q10	m ³ /s	0,5	0,38	0,26	1,19

Drains parcellaires

Les drains parcellaires (secondaires) doivent évacuer la pluie maximale journalière décennale pendant un temps maximum égal 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:

$$q_s = \frac{P_{10}}{t} \text{ avec,}$$

q_s en l/s/ha

P_{10} en mm

T en heure

$$\text{Soit } q_s = \frac{115,56}{72 \times 0,36} = 4,5 \text{ l/s/ha}$$

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 parcellaire assainie une superficie maximale de 2,70 ha.

Ainsi, $Q = q_s \times S$ avec,

S égal à 2,70 ha.

Le débit évacué par les différents drains vaut 13 l/s.

Annexe 10: Résultats de dimensionnements des canaux primaires

PFE	Canaux	Q (l/s)	Y(m)	R(m)	Pr(m)	b(m)	I(%)	V (m/s)
	CP1-RG	40	0,14	0,25	0,39	0,3	0,23	0,67
	CP1-RG	40	0,14	0,25	0,39	0,3	0,24	0,68
PFE 1	CP2-RD	40	0,18	0,25	0,43	0,3	0,1	0,50
PFE 2	CP3-RG	40	0,10	0,25	0,34	0,3	0,24	0,57
	CP3-RG	40	0,17	0,25	0,42	0,3	0,11	0,51
PFE 3	CP4-RG	40	0,16	0,25	0,41	0,3	0,13	0,54
	CP4-RG	40	0,16	0,25	0,41	0,3	0,12	0,51
PFE 4	CP5-RD	60	0,18	0,26	0,44	0,3	0,20	0,70
PFE 5	CP6-RG	40	0,17	0,25	0,42	0,3	0,11	0,51
PFE 6	CP7-RD	40	0,17	0,25	0,42	0,3	0,1	0,48

Annexe 11: Résultats de dimensionnement des canaux secondaires

PFE	Canaux		Q (l/s)	Y(m)	R(m)	Pr(m)	b(m)	I(%)	V (m/s)	L(m)
	CP	CS								
	CP1-RG	1	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	209,35
		2	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	236,18
		3	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	267,59
		4	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	240,88
PFE 1	CP2-RD	1	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	104,72
		2	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	121,77

		3	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	105,38
		4	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	102,49
		5	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	70,72
PFE 2	CP3-RG	1	20	0,15	0,24	0,40	0,3	0,2	0,28	49,52
		2	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	120,02
		3	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	145,56
		4	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	160,51
		5	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	176,84
		6	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	164,69
		7	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	143,97
PFE 3	CP4-RG	1	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	107,88
		2	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	124,34
		3	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	117,05
		4	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	129,81
		5	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	108,17
		6	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	98,83
		7	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	93,21
		8	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	99,23
		9	20	0,15	0,24	0,40	0,3	0,2	0,28	133,69
		10	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	117,84
		11	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	77,86
		12	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	65,03
PFE 4	CP5-RD	1	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	95,71
		2	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	126,62
		3	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	175,16
		4	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	206,84
		5	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	222,84
PFE 5	CP6-RG	1	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	46,91
		2	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	109,84
		3	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	155,05
		4	20	0,15	0,24	0,40	0,3	0,2	0,28	137,22
		5	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	124,77
		6	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	123,26
		7	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	126,38
		8	20	0,17	0,24	0,41	0,3	0,1	0,21	109,83
		9	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	62,36
		10	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	56,04
		11	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	50,56
		12	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	93,89

PFE 6	CP7-RD	1	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	34,25
		2	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	64,12
		3	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	97,91
		4	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	138,40
		5	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	152,64
		6	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	149,98
		7	20	0,12	0,24	0,40	0,3	0,4	0,35	190,92

Annexe 12:Caractéristiques des drains parcelaires

Bloc	Canaux		Q (l/s)	Y(m)	R(m)	Pr(m)	b(m)	I(%)	V (m/s)	L(m)
		DP								
Bloc 1	RG	1	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	233,93
		2	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	259,80
		3	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	256,89
Bloc 2	RD	1	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	52,36
		2	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	116,97
		3	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,2	0,24	136,15
		4	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	116,90
		5	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	86,87
Bloc 3	RG	1	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	92,60
		2	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	139,99
		3	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	160,17
		4	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	175,61
		5	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	171,54
		6	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	165,73
		7	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	126,80
Bloc 4	RG	1	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	99,23
		2	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	130,42
		3	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	126,56
		4	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	122,77
		5	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	129,23
		6	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	103,42
		7	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	99,87
		8	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	120,42
		9	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	136,71
		10	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	102,74
		11	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	72,89

Bloc 5	RD	1	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	99,44
		2	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	83,44
		3	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	199,37
		4	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	223,42
Bloc 6	RG	1	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	98,83
		2	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	133,19
		3	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	107,81
		4	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	126,92
		5	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	129,73
		6	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	127,50
		7	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	131,98
		8	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	71,99
		9	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	62,93
		10	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	46,65
		11	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	75,70
Bloc 7	RD	1	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	46,69
		2	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	942,22
		3	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	106,55
		4	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	160,74
		5	13	0,14	0,24	0,38	0,3	0,1	0,19	147,98
		6	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	168,00
		7	13	0,11	0,24	0,35	0,3	0,4	0,33	212,2

Annexe 13:Caracteristiques des drains latéraux

Drains latéraux		Q (m ³ /s)	Y(m)	R(m)	Pr(m)	b(m)	I(%)	V (m/s)	L(m)
DL									
RG	1	0,50	0,57	0,32	0,89	0,5	0,4	0,83	242,89
RG	2	0,38	0,50	0,31	0,81	0,5	0,4	0,78	141,17
RD	3	0,26	0,41	0,30	0,71	0,5	0,4	0,70	338,67
RD	4	1,19	0,82	0,36	1,18	0,5	0,4	1,00	452,95

Annexe 14:Les ouvrages d'irrigation

Les prises sur les canaux primaires

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 :

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

Q : débit transité dans le canal (m³/s)

C : coefficient de débit = 0,80

S : section de l'orifice (m²)

g: accélérateur de pesanteur = 9,81 m/s²

ΔH : différence de niveau d'eau amont-aval dans le canal (m) avec,

$$D'ou, D = \sqrt{\frac{4*Q}{C*\pi*\sqrt{2g*\Delta H^{1/2}}}} \text{ avec,}$$

$\Delta H = 0,18\text{m}$ pour $Q = 20\text{l/s}$ dans le canal secondaire.

Tableau 16:Les caractéristiques des prises sur les canaux primaires

PFE	Canaux	Prise	Côte(m)	Y(m)	Q (l/s)	H(m)	S (m ²)	D(m)
	CP	1	263,17	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		2	262,94	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		3	262,55	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		4	262,21	0,12	20	0,40	0,02	0,155
PFE 1	CP2-RD	1	259,67	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		2	259,52	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		3	259,14	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		4	259,02	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		5	258,87	0,12	20	0,40	0,02	0,155
PFE 2	CP3-RG	1	258,02	0,15	20	0,40	0,02	0,155
		2	257,52	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		3	257,41	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		4	255,76	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		5	255,13	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		6	255,06	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		7	254,77	0,12	20	0,40	0,02	0,155
PFE 3	CP4-RG	1	254,51	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		2	254,45	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		3	254,38	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		4	254,11	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		5	253,82	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		6	253,79	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		7	252,57	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		8	252,46	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		9	252,33	0,15	20	0,40	0,02	0,155
		10	252,25	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		11	251,94	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		12	251,80	0,17	20	0,40	0,02	0,155
PFE 4	CP5-RD	1	249,02	0,12	20	0,40	0,02	0,155

		2	248,79	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		3	248,47	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		4	248,35	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		5	248,14	0,17	20	0,40	0,02	0,155
PFE 5	CP6-RG	1	247,89	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		2	247,84	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		3	247,76	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		4	247,45	0,15	20	0,40	0,02	0,155
		5	246,90	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		6	246,75	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		7	246,02	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		8	245,69	0,17	20	0,40	0,02	0,155
		9	245,58	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		10	245,57	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		11	245,50	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		12	245,08	0,12	20	0,40	0,02	0,155
PFE 6	CP7-RD	1	246,11	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		2	246,05	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		3	245,75	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		4	245,71	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		5	245,68	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		6	245,61	0,12	20	0,40	0,02	0,155
		7	245,54	0,12	20	0,40	0,02	0,155

Les prises sur les canaux secondaires

Les prises sur les canaux secondaires sont effectuées à l'aide de pertuis de fond.

Hypothèse: dénoyé avec prélèvement de 10 l/s.

Le diamètre du pertuis est déterminé à partir de la formule ci-dessous.

$$Q = C * S * \sqrt{2 * g * h} \text{ avec } h = y_{20l/s} - D/2 \text{ et } S = \pi D^2/4, y_{20l/s} = 17\text{cm et } C = 0,60$$

C: coefficient de contraction

S: section de l'orifice

h: charge sur l'orifice

Les seuils

Les seuils assurant un niveau d'eau constant au droit des prises dans les canaux primaires sont dimensionnés par la formule suivante:

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

Q : débit franchissant le seuil en m³/s

m: coefficient de débit (m= 0,4)

l: longueur du seuil déversant (m)

h: charge au-dessus du seuil (m)

g: accélérateur de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)

Le débit du déversoir correspond au débit nécessaire à l'irrigation des quartiers hydrauliques en aval de la prise étudiée.

$$\text{Ainsi, on a } l = \frac{Q}{m \cdot \sqrt{2g \cdot h^{3/2}}}$$

Tableau 17: Caractéristiques des seuils

PFE	Canaux CP	W (ha)	Prise CS	Type	Qaval (l/s)	m	h(m)	L seuil(m)
	CP	10,01	1	TU	20	0,4	0,13	0,25
			2	TU	20	0,4	0,13	0,25
			3	TU	20	0,4	0,13	0,25
			4	TU	20	0,4	0,13	0,25
PFE 1	CP2-RD	4,56	1	TU	20	0,4	0,13	0,25
			2	TU	20	0,4	0,13	0,25
			3	TU	20	0,4	0,13	0,25
			4	TU	20	0,4	0,13	0,25
			5	TU	20	0,4	0,13	0,25
PFE 2	CP3-RG	10,34	1	TU	20	0,4	0,15	0,19
			2	TU	20	0,4	0,13	0,25
			3	TU	20	0,4	0,13	0,25
			4	TU	20	0,4	0,17	0,16
			5	TU	20	0,4	0,13	0,25
			6	TU	20	0,4	0,13	0,25
			7	TU	20	0,4	0,13	0,25
PFE 3	CP4-RG	11,04	1	TU	20	0,4	0,13	0,25
			2	TU	20	0,4	0,13	0,25
			3	TU	20	0,4	0,13	0,25
			4	TU	20	0,4	0,13	0,25
			5	TU	20	0,4	0,13	0,25
			6	TU	20	0,4	0,13	0,25
			7	TU	20	0,4	0,13	0,25
			8	TU	20	0,4	0,13	0,25
			9	TU	20	0,4	0,15	0,19
			10	TU	20	0,4	0,17	0,16
			11	TU	20	0,4	0,17	0,16
			12	TU	20	0,4	0,17	0,16

PFE 4	CP5-RD	9,94	1	TU	20	0,4	0,13	0,25
			2	TU	20	0,4	0,17	0,16
			3	TU	20	0,4	0,17	0,16
			4	TU	20	0,4	0,17	0,16
			5	TU	20	0,4	0,17	0,16
PFE 5	CP6-RG	10,66	1	TU	20	0,4	0,13	0,25
			2	TU	20	0,4	0,13	0,25
			3	TU	20	0,4	0,13	0,25
			4	TU	20	0,4	0,15	0,19
			5	TU	20	0,4	0,17	0,16
			6	TU	20	0,4	0,17	0,16
			7	TU	20	0,4	0,17	0,16
			8	TU	20	0,4	0,17	0,16
			9	TU	20	0,4	0,13	0,25
			10	TU	20	0,4	0,13	0,25
			11	TU	20	0,4	0,13	0,25
			12	TU	20	0,4	0,13	0,25
PFE 6	CP7-RD	8,87	1	TU	20	0,4	0,13	0,25
			2	TU	20	0,4	0,13	0,25
			3	TU	20	0,4	0,13	0,25
			4	TU	20	0,4	0,13	0,25
			5	TU	20	0,4	0,13	0,25
			6	TU	20	0,4	0,13	0,25
			7	TU	20	0,4	0,13	0,25

Les pertes de charge

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

Strickler: $Q = K_s * R^{2/3} * J^{1/2}$ d'où $J = \left(\frac{Q}{K_s * R^{2/3}} \right)^2$ avec,

V : vitesse d'écoulement (m/s)

Ks : coefficient de rugosité de la conduite

R : rayon hydraulique (m)

J : perte de charge en m

Les pertes de charge singulières sont pris égales à 10% des pertes de charges linéaires.

Annexe 15: 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 (m³)

Q : débit dans le canal (m³/s)

Z : hauteur de chute (m)

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

S = (h₀+0,10)*X où S : section du bassin dans l'axe du canal (m²)

h₀: hauteur d'eau dans le canal (m)

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

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

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

Hs=h₀-h où Hs: hauteur du seuil (m)

Les caractéristiques des différentes chutes sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 18: Caractéristiques des chutes

Canaux		Q (l/s)	g	b (cm)	h ₀ (m)	Z (m)	V (m ³)	Lb, X(m)	S (m ²)	Ls (m)	h (m)	Hs (m)	lb (m)
CP	Chute (cm)												
CP1-RG	70	40	9,81	30	0,14	0,7	0,19	1,05	0,25	0,54	0,12	0,02	0,74
CP3-RG	70	40	9,81	30	0,14	0,7	0,19	1,05	0,25	0,54	0,12	0,02	0,74
	70	40	9,81	30	0,17	0,7	0,19	1,05	0,28	0,46	0,13	0,04	0,66
CP4-RG	70	40	9,81	30	0,16	0,7	0,19	1,05	0,27	0,48	0,13	0,03	0,68
CP6-RG	70	40	9,81	30	0,17	0,7	0,19	1,05	0,28	0,46	0,13	0,04	0,66

Annexe 16:Détermination de la ligne d'eau du périmètre

15.1 : Ligne d'eau dans le canal primaire 1 rive gauche

Désignation	CS1	CS2	CS3	CS4
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	262,72	262,49	262,10	261,76
Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,001	0,001	0,001	0,001
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,005	0,005	0,005	0,005
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,004	0,004	0,004	0,004
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	263,03	262,80	262,41	262,07
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	263,02	262,79	262,40	262,06

15.2 : Ligne d'eau dans le canal primaire 2 rive droite

Désignation	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	259,15	259,00	258,62	258,50	258,35
Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	259,46	259,31	258,93	258,81	258,66
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	259,52	259,37	258,99	258,87	258,72

15.3 : Ligne d'eau dans le canal primaire 3 rive gauche

Désignation	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5	CS6	CS7
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	257,50	257,00	256,89	255,24	254,61	254,54	254,25
Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,002	0,004	0,004	0,001	0,004	0,004	0,004
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	257,81	257,31	257,20	255,55	254,92	254,85	254,56
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	257,87	257,37	257,26	255,61	254,98	254,91	254,62

15.4 : Ligne d'eau dans le canal primaire 4 rive gauche

Désignation	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5	CS6
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	253,90	253,84	253,77	253,50	253,21	253,18

Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	254,21	254,15	254,08	253,81	253,52	253,49
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	254,36	254,30	254,23	253,96	253,67	253,64

15.5 : Ligne d'eau dans le canal primaire 4 rive gauche (suite)

Désignation	CS7	CS8	CS9	CS10	CS11	CS12
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	251,96	251,85	251,72	251,65	251,34	251,20
Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,004	0,004	0,002	0,001	0,001	0,001
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	252,27	252,16	252,03	251,95	251,64	251,50
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	252,42	252,31	252,18	252,10	251,79	251,65

13.6 : Ligne d'eau dans le canal primaire 5 rive droite

Désignation	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	248,46	248,24	247,92	247,80	247,59
Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,004	0,001	0,001	0,001	0,001
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	248,77	248,54	248,22	248,10	247,89
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	248,87	248,64	248,32	248,20	247,99

15.7 : Ligne d'eau dans le canal primaire 6 rive gauche

Désignation	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5	CS6
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	247,32	247,27	247,19	246,88	246,34	246,19
Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,004	0,004	0,004	0,002	0,001	0,001
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	247,63	247,58	247,50	247,19	246,64	246,49
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	247,74	247,69	247,61	247,30	246,75	246,60

13.8 : Ligne d'eau dans le canal primaire 6 rive gauche (suite)

Désignation	CS7	CS8	CS9	CS10	CS11	CS12
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	245,46	245,13	245,01	245,00	244,93	244,51
Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,001	0,001	0,004	0,004	0,004	0,004
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	245,76	245,43	245,32	245,31	245,24	244,82
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	245,87	245,54	245,43	245,42	245,35	244,93

15.9 : Ligne d'eau dans le canal primaire 7 rive droite

Désignation	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5	CS6	CS7
Lame d'eau mini parcelle (cm)	5	5	5	5	5	5	5
Côte défavorable Zc (m)	245,50	245,44	245,14	245,10	245,07	245,00	244,93
Perte de charge singulière dans la prise sur CP(m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charge linéaire sur CP(m)	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
Perte de charge singulière le long de CS (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Perte de charges linéaire le long de CS (m)	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
Côte ligne d'eau mini amont prise sur CP (m)	245,81	245,75	245,45	245,41	245,38	245,31	245,24
Côte ligne du radier du canal primaire CP (m)	245,96	245,90	245,60	245,56	245,53	245,46	245,39

Annexe 17: Dimensionnement du bassin de type impact

Dans ce type de bassin la dissipation est réalisée par le choc du jet incident sur un écran vertical qui est en général une poutre traversant le bassin de part en part. Le jet réfléchi vers l'arrière, heurte le jet incident et crée des tourbillons qui absorbent l'énergie.

Ce type d'ouvrage est extrêmement efficace et est dimensionné à partir d'abaque ci-dessous.

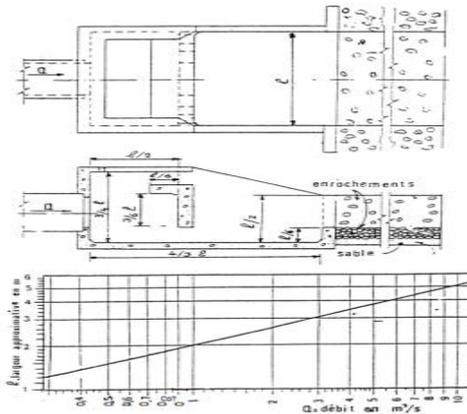


Figure 10: Dimensions du bassin de type impact

De ce qui précède, pour un débit $Q = 1,04 \text{ m}^3/\text{s}$, la largeur du bassin vaut 2m.

Annexe 18: Dimensionnement des ouvrages de vidanges en fin de canal primaire

Les ouvrages de vidanges sont dimensionnés à partir de la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot C \cdot \sqrt{2gh}} \right)^{1/2} \text{ avec,}$$

Q: débit total du canal primaire

C=0,80, coefficient de débit pour tuyau de la petite longueur

D: diamètre du tuyau (m)

H: charge sur le tuyau (m). On supposera que cette charge part depuis le fond du canal primaire d'où h est égal au tirant d'eau du canal.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau 19: Dimensions des ouvrages de vidanges

Canaux	Q (l/s)	g	C	h(m)	D (mm)
CP1-RG	40	9,81	0,80	0,14	63
CP2-RD	40	9,81	0,80	0,18	63
CP3-RG	40	9,81	0,80	0,17	63
CP4-RG	40	9,81	0,80	0,16	63
CP5-RD	60	9,81	0,80	0,10	90
CP6-RG	40	9,81	0,80	0,17	63
CP7-RD	40	9,81	0,80	0,17	63

Annexe 19: Devis quantitatif et estimatif de l'aménagement

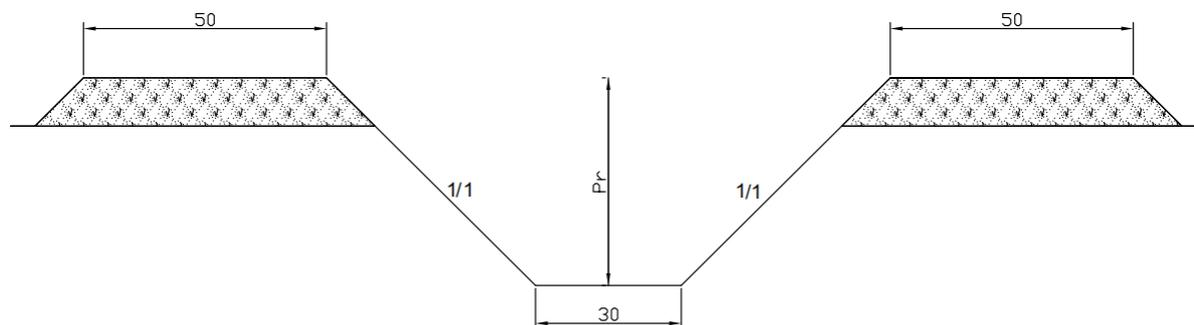
N°	Désignation	Unité	Quantité
1	INSTALLATION DE CHANTIER		
1.1	Amené et repli de chantier	f	1
	SOUS TOTAL 1		
2	PREPARATION DES TERRES		
2.1	Défrichage	ha	65,4
2.2	Confection des casiers	ha	65,4
	SOUS TOTAL 2		
3	TERRASSEMENT		
3.1	Terrassement des canaux d'irrigation		
3.1.1	Canaux primaires		
3.1.1.a	Deblai	m ³	15737,99
3.1.1.b	Remblai	m ³	3904,28
3.1.2	Canaux secondaires		
3.1.2.a	Deblai		12943,285
3.1.2.b	Remblai		4052,81
3.2	Terrassement des drains		
3.2.1	Drains latéraux		
3.2.1.a	Deblai	m ³	7565,77
3.2.1.b	Remblai	m ³	1876,14
3.2.2	Drains parcelaires		
3.2.2.a	Deblai	m ³	15750,4
3.2.2.b	Remblai	m ³	2746,46
	SOUS TOTAL 3		
4	REJETEMENT DES CANAUX		
4.1	Revêtement canaux primaires	m ³	721
	SOUS TOTAL 4		
5	OUVRAGES HYDRAULIQUES		
5.1	Ouvrages PFE		
5.1.1	Volume béton	m ³	21,1
5.2	Ouvrages de prises		
5.2.1	ouvrages de prise sur canal primaire par TU PVC DN 160	ml	56
5.2.2	ouvrages de vidange sur canal primaire par PVC DN 63	ml	7
5.2.3	ouvrages de vidange sur prise PVC DN 315	ml	1
5.2.4	Seuils sur canal secondaire		52
5.2.5	Vannettes de prise		12
5.3	Ouvrages de chute	m ³	6,84
	SOUS TOTAL 5		
6	AIRE DE SECHAGE		7
	SOUS TOTAL 6		
7	TRAVAUX DIVERS		
7.1	Piste périmétrale	ml	3605

N°	Désignation	Unité	Quantité	Pu (FCFA)	Prix total (FCFA)
1	INSTALLATION DE CHANTIER				
1.1	Amené et repli de chantier	f	1	12 439 726	12 439 726
	SOUS TOTAL 1				12 439 726
2	PREPARATION DES TERRES				
2.1	Défrichement	ha	65,4	100 000	6 542 000
2.2	Confection des casiers	ha	65,4	50 000	3 271 000
	SOUS TOTAL 2				9 813 000
3	TERRASSEMENT				
3.1	Terrassement des canaux d'irrigation				
3.1.1	Canaux primaires				
3.1.1.a	Deblai	m ³	15737,99	2 500	39 344 975
3.1.1.b	Remblai	m ³	3904,28	3 000	11 712 840
3.1.2	Canaux secondaires				
3.1.2.a	Deblai		12943,285	2 500	32 358 213
3.1.2.b	Remblai		4052,81	3 000	12 158 430
3.2	Terrassement des drains				
3.2.1	Drains latéraux				
3.2.1.a	Deblai	m ³	7565,77	2 500	18 914 425
3.2.1.b	Remblai	m ³	1876,14	3 000	5 628 420
3.2.2	Drains parcellaires				
3.2.2.a	Deblai	m ³	15750,4	2 500	39 376 000
3.2.2.b	Remblai	m ³	2746,46	3 000	8 239 380
	SOUS TOTAL 3				167 732 683
4	REVETEMENT DES CANAUX				
4.1	Revêtement canaux primaires	m ³	721	30 000	21 630 000
	SOUS TOTAL 4				21 630 000
5	OUVRAGES HYDRAULIQUES				
5.1	Ouvrages PFE				
5.1.1	Volume béton	m ³	21,1	120 000	2 532 000

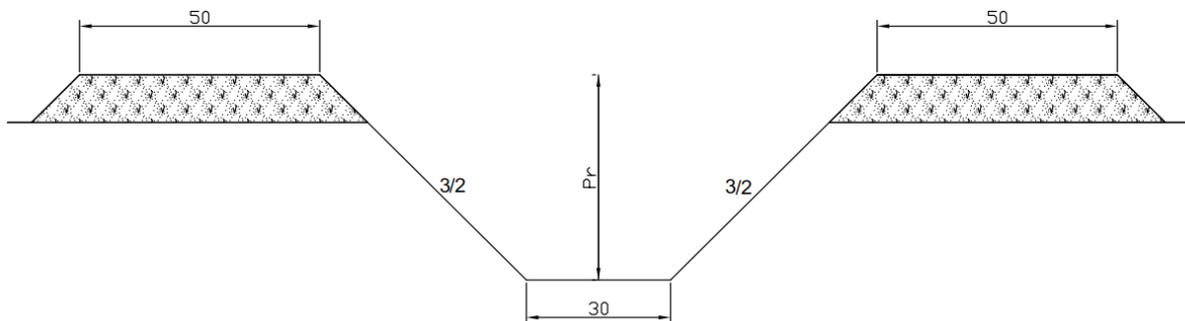
5.2	Ouvrages de prises				
5.2.1	ouvrages de prise sur canal primaire par TU PVC DN 160	ml	56	15 000	840 000
5.2.2	ouvrages de vidange sur canal primaire par PVC DN 63	ml	7	3 000	21 000
5.2.3	ouvrages de vidange sur prise PVC DN 315	ml	1	50 000	50 000
5.2.4	Seuils sur canal secondaire		52	8 000	416 000
5.2.5	Vannettes de prise		12	90 000	1 080 000
5.3	Ouvrages de chute	m ³	6,84	120 000	820 800
	SOUS TOTAL 5				5 759 800
6	AIRE DE SECHAGE		7	700 000	4 900 000
	SOUS TOTAL 6				4 900 000
7	TRAVAUX DIVERS				
7.1	Piste périmétrale	ml	3605	5 000	18 025 000
	SOUS TOTAL 7				18 025 000
	TOTAL TVA				240 300 209
	TVA 18%				43 254 038
	TOTAL TTC				283 554 246

Annexe 20: Profils en travers types de canaux

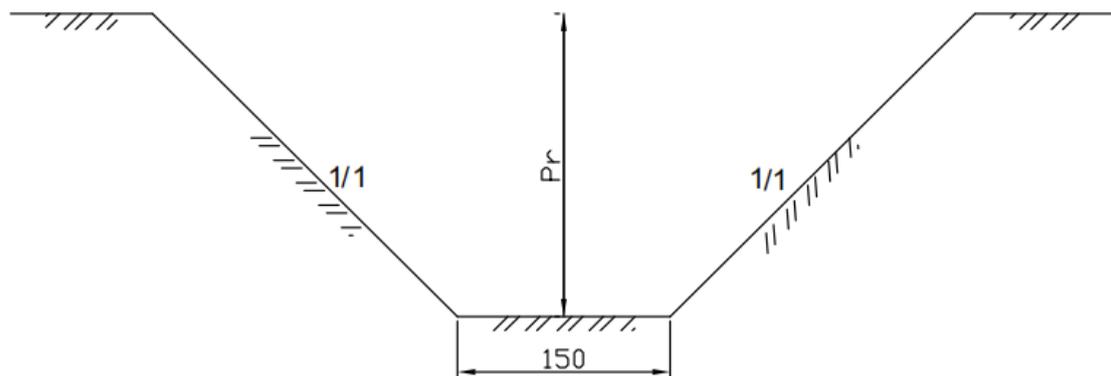
PROFIL EN TRAVERS CANAL PRIMAIRE



PROFIL EN TRAVERS CANAL SECONDAIRE



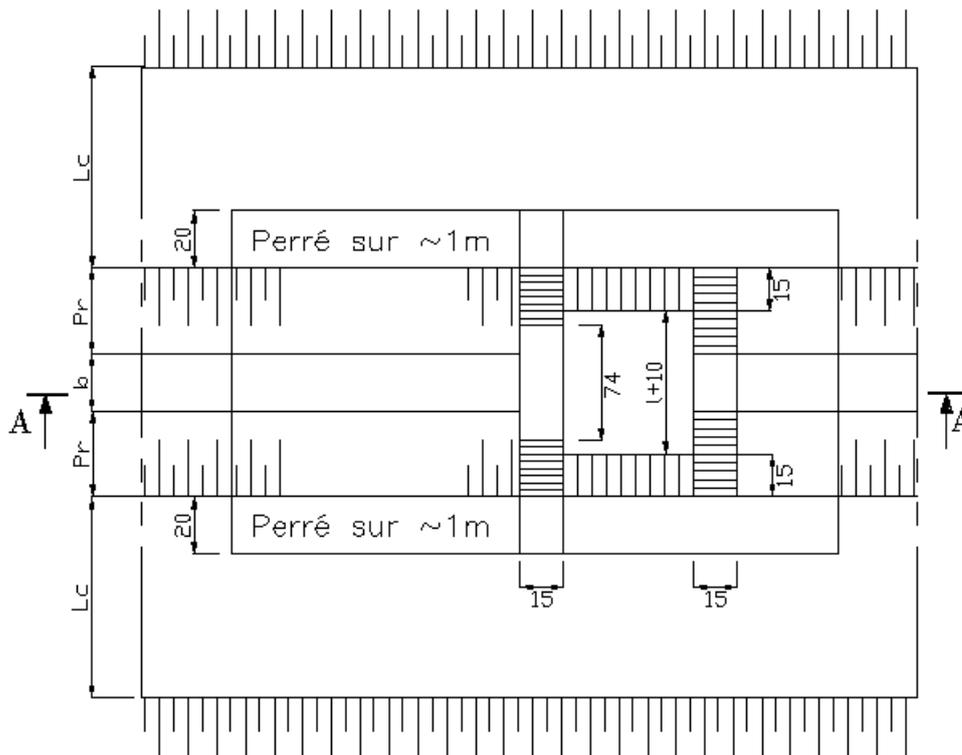
PROFIL EN TRAVERS DRAIN PRINCIPAL



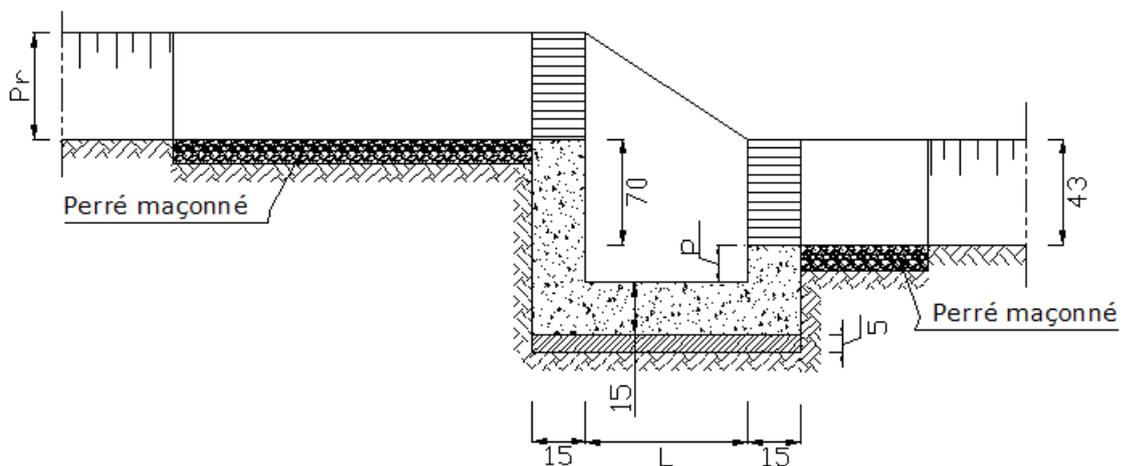
Annexe 21: Vue en plan et coupe d'ouvrage

1-Ouvrages de chutes sur canaux

VUE EN PLAN



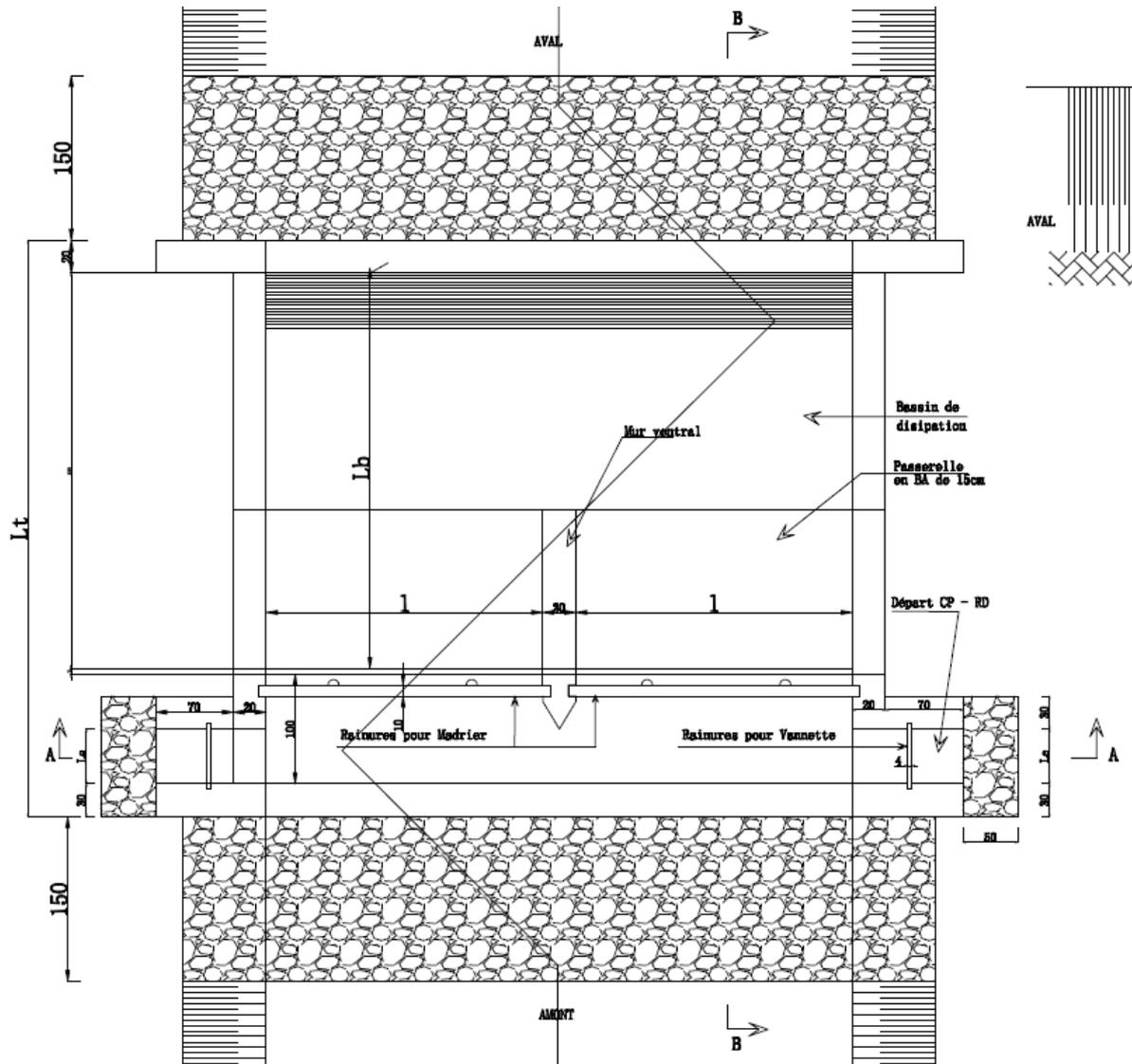
COUPE A-A

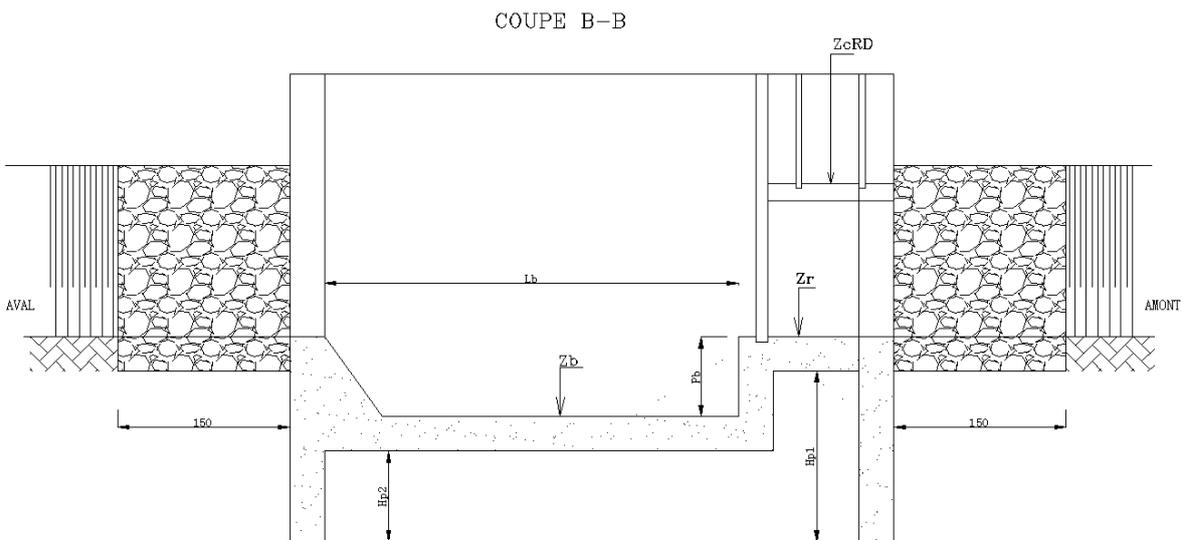
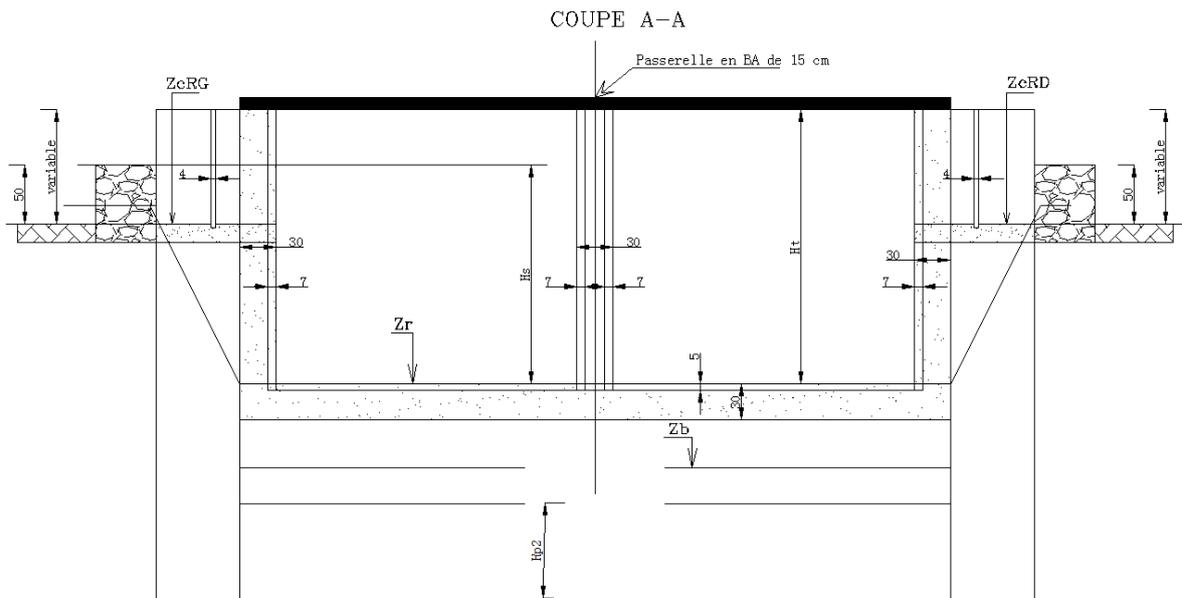


2-Ouvrages de prises à pertuis de fond sur canaux

3-Ouvrages de prises au fil de l'eau (PFE)

VUE EN PLAN





Annexe 22: Plan de l'aménagement de la plaine de Gnanaga

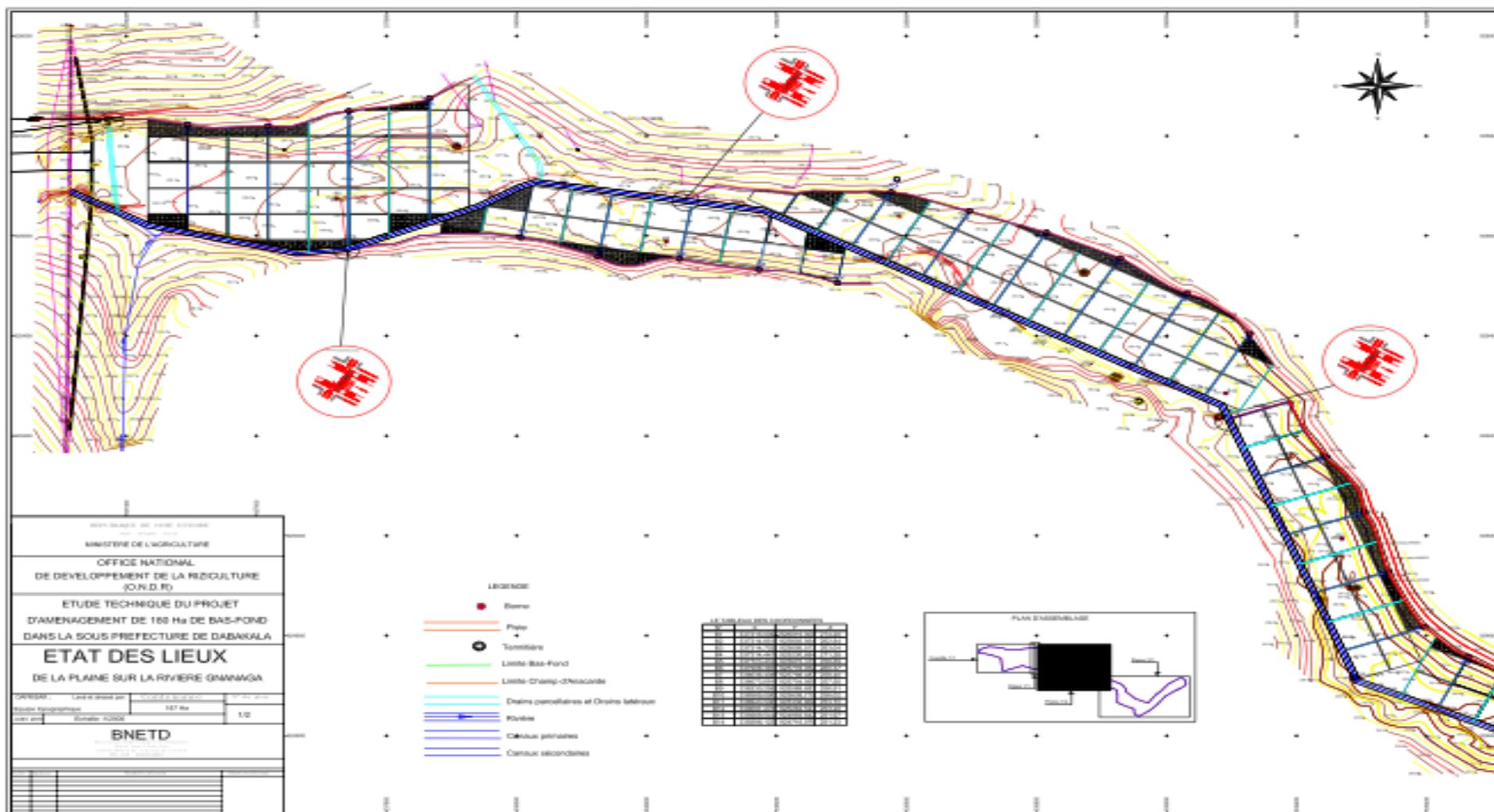


Figure 11: Plan d'aménagement 1.1

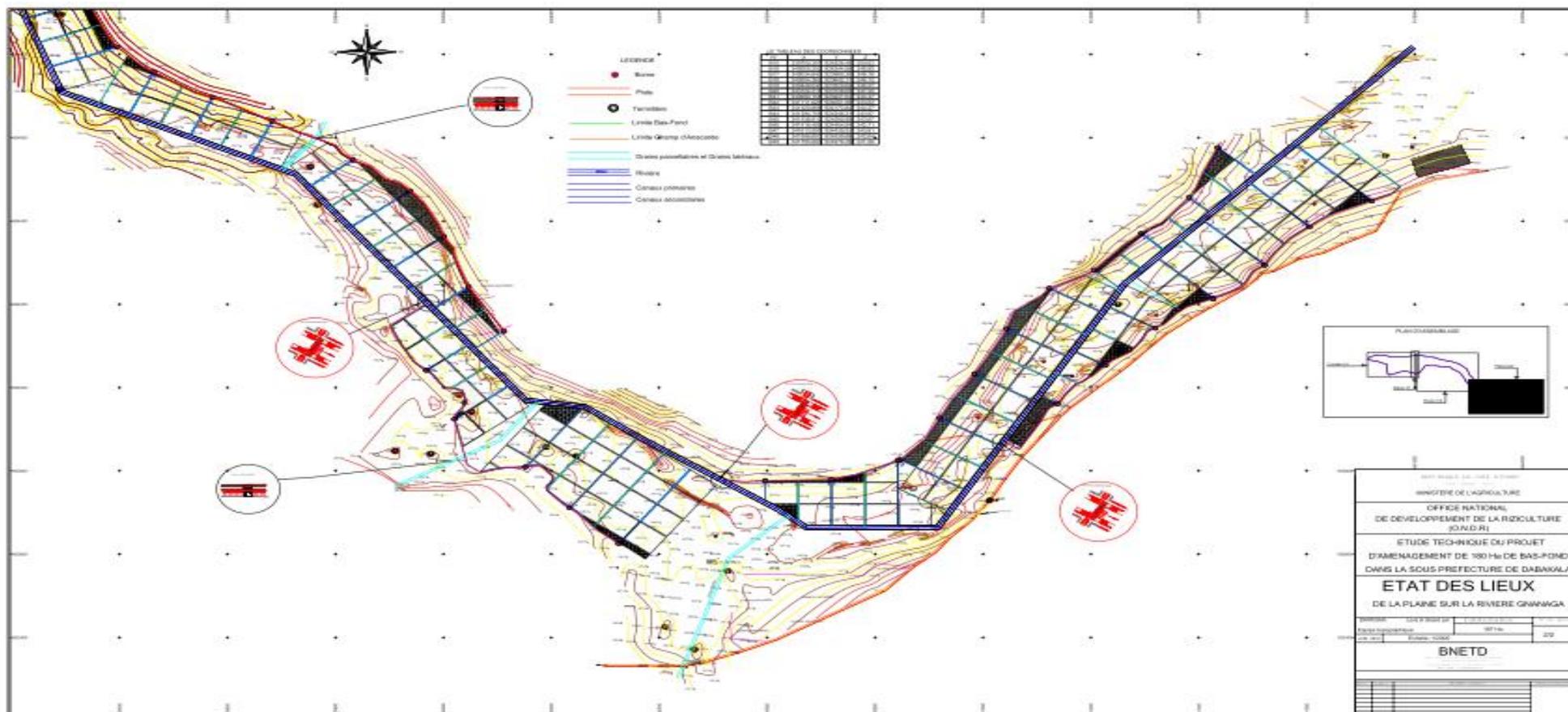


Figure 12 : Plan d'aménagement 2.2

Annexe 23: Paramètres de la regression non linéaire des données d'infiltration à intervalle de confiance de 95%

Secteur	Point	Yo	K	Yo-Plateau	Plateau	R ²	P-Value
A	1	0.231	1.002	0.2283	0.02599	0.9861	0.2378
	2	0.6304	0.8648	0.6247	0.05631	0.9824	0.0428
	3	0.4998	1.112	0.4893	0.06288	0.9867	0.3579
	4	0.236	0.9943	0.233	0.02445	0.9829	0.2627
	5	0.4856	1.046	0.4779	0.05483	0.9847	0.4156
B	6	0.7194	1.034	0.7081	0.08109	0.9851	0.3586
	7	0.2393	1.083	0.2338	0.03115	0.9889	0.3907
	8	0.2369	0.9977	0.2339	0.02456	0.9827	0.2348
	9	0.8846	0.9021	0.8769	0.07859	0.9795	0.0318
	10	0.6763	0.9263	0.6698	0.06248	0.9803	0.0554
C	11	0.4395	0.9192	0.4346	0.04286	0.9838	0.0998
	12	0.8846	0.9021	0.8769	0.07859	0.9795	0.0318
	13	0.236	0.9943	0.233	0.02445	0.9829	0.2627
	14	0.4319	0.9055	0.4271	0.04187	0.9844	0.2007
	15	0.6763	0.9263	0.6698	0.06248	0.9803	0.0554

Annexe 24: Données brutes de mesures d'infiltration

Coordonnées		30 P		
Essai 1		X	Y	Z
		338312	925495	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	15,00		
2	0,03	14,99	0,01	3,00
4	0,07	14,98	0,01	1,50
6	0,10	14,97	0,01	1,00
8	0,13	14,96	0,01	0,75
10	0,17	14,95	0,01	0,60
15	0,25	14,94	0,01	0,40
20	0,33	14,93	0,01	0,30
25	0,42	14,92	0,01	0,24
30	0,50	14,91	0,01	0,20
35	0,58	14,90	0,01	0,17
40	0,67	14,89	0,01	0,15
45	0,75	14,88	0,01	0,13
50	0,83	14,87	0,01	0,12
55	0,92	14,86	0,01	0,11
60	1,00	14,85	0,01	0,10
65	1,08	14,84	0,01	0,09
70	1,17	14,83	0,01	0,09

Coordonnées		30 P		
Essai 2		X	Y	Z
		339378	925230	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	25,00		
2	0,03	24,97	0,03	9,00
4	0,07	24,94	0,03	4,50
6	0,10	24,91	0,03	3,00
8	0,13	24,88	0,03	2,25
10	0,17	24,85	0,03	1,80
15	0,25	24,82	0,03	1,20
20	0,33	24,79	0,03	0,90
25	0,42	24,76	0,03	0,72
30	0,50	24,73	0,03	0,60
35	0,58	24,70	0,03	0,51
40	0,67	24,67	0,03	0,45
45	0,75	24,64	0,03	0,40
50	0,83	24,61	0,03	0,36
55	0,92	24,58	0,03	0,33
60	1,00	24,55	0,03	0,30
65	1,08	24,52	0,03	0,28
70	1,17	24,49	0,03	0,26
75	1,25	24,46	0,03	0,24
80	1,33	24,43	0,03	0,23
85	1,42	24,40	0,03	0,21
90	1,50	24,37	0,03	0,20
95	1,58	24,34	0,03	0,19
100	1,67	24,31	0,03	0,18
105	1,75	24,28	0,03	0,17
110	1,83	24,25	0,03	0,16
115	1,92	24,22	0,03	0,16

Coordonnées		30 P		
Essai 3		X	Y	Z
		338224	926028	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	26,00		
2	0,03	25,98	0,02	6,00
4	0,07	25,96	0,02	3,00
6	0,10	25,94	0,02	2,00
8	0,13	25,92	0,02	1,50
10	0,17	25,90	0,02	1,20

15	0,25	25,88	0,02	0,80
20	0,33	25,86	0,02	0,60
25	0,42	25,84	0,02	0,48
30	0,50	25,82	0,02	0,40
35	0,58	25,80	0,02	0,34
40	0,67	25,78	0,02	0,30
45	0,75	25,76	0,02	0,27
50	0,83	25,75	0,02	0,18
60	1,00	25,73	0,02	0,18

Coordonnées		30 P		
Essai 4		X	Y	Z
		337154	924886	269
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	28,00		
2	0,03	27,99	0,01	3,00
4	0,07	27,98	0,01	1,50
6	0,10	27,97	0,01	1,00
8	0,13	27,96	0,01	0,75
10	0,17	27,95	0,01	0,60
15	0,25	27,94	0,01	0,40
20	0,33	27,93	0,01	0,30
25	0,42	27,92	0,01	0,24
30	0,50	27,91	0,01	0,20
35	0,58	27,90	0,01	0,17
40	0,67	27,89	0,01	0,15
45	0,75	27,88	0,01	0,13
50	0,83	27,87	0,01	0,12
60	1,00	27,86	0,01	0,10
70	1,17	27,85	0,01	0,09
80	1,33	27,84	0,01	0,08
90	1,50	27,83	0,01	0,07
100	1,67	27,82	0,01	0,06
110	1,83	27,81	0,01	0,05
120	2,00	27,80	0,01	0,05

Coordonnées		30 P		
Essai 5		X	Y	Z
		339294	925568	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	20,00		
2	0,03	19,98	0,02	6,00

4	0,07	19,96	0,02	3,00
6	0,10	19,94	0,02	2,00
8	0,13	19,92	0,02	1,50
10	0,17	19,90	0,02	1,20
15	0,25	19,88	0,02	0,80
20	0,33	19,86	0,02	0,60
25	0,42	19,84	0,02	0,48
30	0,50	19,82	0,02	0,40
35	0,58	19,80	0,02	0,34
40	0,67	19,78	0,02	0,30
45	0,75	19,76	0,02	0,27
50	0,83	19,74	0,02	0,24
60	1,00	19,72	0,02	0,20
70	1,17	19,70	0,02	0,17
80	1,33	19,68	0,02	0,13
90	1,50	19,66	0,02	0,13

Coordonnées		30 P		
Essai 6		X	Y	Z
		338224	926028	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	18,00		
2	0,03	17,97	0,03	9,00
4	0,07	17,94	0,03	4,50
6	0,10	17,91	0,03	3,00
8	0,13	17,88	0,03	2,25
10	0,17	17,85	0,03	1,80
15	0,25	17,82	0,03	1,20
20	0,33	17,79	0,03	0,90
25	0,42	17,76	0,03	0,72
30	0,50	17,73	0,03	0,60
35	0,58	17,70	0,03	0,51
40	0,67	17,67	0,03	0,45
45	0,75	17,64	0,03	0,40
50	0,83	17,61	0,03	0,36
60	1,00	17,58	0,03	0,30
70	1,17	17,55	0,03	0,26
80	1,33	17,52	0,03	0,22
90	1,50	17,49	0,03	0,22
Coordonnées		30 P		
Essai 7		X	Y	Z
		336868	924829	269

TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	26,30		
2	0,03	26,29	0,01	3,00
4	0,07	26,28	0,01	1,50
6	0,10	26,27	0,01	1,00
8	0,13	26,26	0,01	0,75
10	0,17	26,25	0,01	0,60
15	0,25	26,24	0,01	0,40
20	0,33	26,23	0,01	0,30
25	0,42	26,22	0,01	0,24
30	0,50	26,21	0,01	0,20
35	0,58	26,20	0,01	0,17
40	0,67	26,19	0,01	0,15
45	0,75	26,18	0,01	0,13
50	0,83	26,17	0,01	0,13

Coordonnées		30 P		
Point 8		X	Y	Z
		336477	924755	269
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	14,00		
2	0,03	13,99	0,01	3,00
4	0,07	13,98	0,01	1,50
6	0,10	13,97	0,01	1,00
8	0,13	13,96	0,01	0,75
10	0,17	13,95	0,01	0,60
15	0,25	13,94	0,01	0,40
20	0,33	13,93	0,01	0,30
25	0,42	13,92	0,01	0,24
30	0,50	13,91	0,01	0,20
35	0,58	13,90	0,01	0,17
40	0,67	13,89	0,01	0,15
45	0,75	13,88	0,01	0,13
50	0,83	13,87	0,01	0,12
60	1,00	13,86	0,01	0,10
70	1,17	13,85	0,01	0,09
80	1,33	13,84	0,01	0,07
90	1,50	13,83	0,01	0,06
100	1,67	13,82	0,01	0,07
110	1,83	13,81	0,01	0,05
120	2,00	13,80	0,01	0,05
Coordonnées		30 P		

Essai 9		X	Y	Z
		336450	925967	269
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	22,00		
2	0,03	21,96	0,04	12,00
4	0,07	21,92	0,04	6,00
6	0,10	21,88	0,04	4,00
8	0,13	21,84	0,04	3,00
10	0,17	21,80	0,04	2,40
15	0,25	21,76	0,04	1,60
20	0,33	21,72	0,04	1,20
25	0,42	21,68	0,04	0,96
30	0,50	21,64	0,04	0,80
35	0,58	21,60	0,04	0,69
40	0,67	21,56	0,04	0,60
45	0,75	21,52	0,04	0,53
50	0,83	21,48	0,04	0,48
60	1,00	21,44	0,04	0,40
70	1,17	21,40	0,04	0,34
80	1,33	21,36	0,04	0,30
90	1,50	21,32	0,04	0,27
100	1,67	21,28	0,04	0,24
110	1,83	21,24	0,04	0,22
120	2,00	21,20	0,04	0,20
130	2,17	21,16	0,04	0,18
140	2,33	21,12	0,04	0,17
150	2,50	21,08	0,04	0,16
160	2,67	21,04	0,04	0,15
170	2,83	21,00	0,04	0,14
180	3,00	20,96	0,04	0,13
190	3,17	20,92	0,04	0,13

Coordonnées		30 P		
Essai 10		X	Y	Z
		336469	927318	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	19,00		
2	0,03	18,97	0,03	9,00
4	0,07	18,94	0,03	4,50
6	0,10	18,91	0,03	3,00
8	0,13	18,88	0,03	2,25
10	0,17	18,85	0,03	1,80
15	0,25	18,82	0,03	1,20

20	0,33	18,79	0,03	0,90
25	0,42	18,76	0,03	0,72
30	0,50	18,73	0,03	0,60
35	0,58	18,70	0,03	0,51
40	0,67	18,67	0,03	0,45
45	0,75	18,64	0,03	0,40
50	0,83	18,61	0,03	0,36
60	1,00	18,58	0,03	0,30
70	1,17	18,55	0,03	0,26
80	1,33	18,52	0,03	0,23
90	1,50	18,49	0,03	0,20
100	1,67	18,46	0,03	0,18
110	1,83	18,43	0,03	0,16
120	2,00	18,40	0,03	0,15
130	2,17	18,37	0,03	0,14
140	2,33	18,34	0,03	0,13
150	2,50	18,31	0,03	0,12
160	2,67	18,28	0,03	0,11
170	2,83	18,25	0,03	0,11

Coordonnées		30 P		
Essai 11		X	Y	Z
		328337	927713	269
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	24,00		
2	0,03	23,98	0,02	6,00
4	0,07	23,96	0,02	3,00
6	0,10	23,94	0,02	2,00
8	0,13	23,92	0,02	1,50
10	0,17	23,90	0,02	1,20
15	0,25	23,88	0,02	0,80
20	0,33	23,86	0,02	0,60
25	0,42	23,84	0,02	0,48
30	0,50	23,82	0,02	0,40
35	0,58	23,80	0,02	0,34
40	0,67	23,78	0,02	0,30
45	0,75	23,76	0,02	0,27
50	0,83	23,74	0,02	0,24
55	0,92	23,72	0,02	0,22
60	1,00	23,70	0,02	0,20
65	1,08	23,68	0,02	0,18
70	1,17	23,66	0,02	0,17
75	1,25	23,64	0,02	0,16
80	1,33	23,62	0,02	0,15
85	1,42	23,60	0,02	0,14
90	1,50	23,58	0,02	0,13
95	1,58	23,56	0,02	0,13

Coordonnées		30 P		
Point 12		X	Y	Z
		326276	924252	268
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	16,00		
2	0,03	15,96	0,04	12,00
4	0,07	15,92	0,04	6,00
6	0,10	15,88	0,04	4,00
8	0,13	15,84	0,04	3,00
10	0,17	15,80	0,04	2,40
15	0,25	15,76	0,04	1,60
20	0,33	15,72	0,04	1,20
25	0,42	15,68	0,04	0,96
30	0,50	15,64	0,04	0,80
35	0,58	15,60	0,04	0,69
40	0,67	15,56	0,04	0,60
45	0,75	15,52	0,04	0,53
50	0,83	15,48	0,04	0,48
60	1,00	15,44	0,04	0,40
70	1,17	15,40	0,04	0,34
80	1,33	15,36	0,04	0,30
90	1,50	15,32	0,04	0,27
100	1,67	15,28	0,04	0,24
110	1,83	15,24	0,04	0,22
120	2,00	15,20	0,04	0,20
130	2,17	15,16	0,04	0,18
140	2,33	15,12	0,04	0,17
150	2,50	15,08	0,04	0,16
160	2,67	15,04	0,04	0,15
170	2,83	15,00	0,04	0,14
180	3,00	14,96	0,04	0,13
190	3,17	14,92	0,04	0,13

Coordonnées		30 P		
Essai 13		X	Y	Z
		325383	932802	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	21,00		
2	0,03	20,99	0,01	3,00
4	0,07	20,98	0,01	1,50
6	0,10	20,97	0,01	1,00
8	0,13	20,96	0,01	0,75

10	0,17	20,95	0,01	0,60
15	0,25	20,94	0,01	0,40
20	0,33	20,93	0,01	0,30
25	0,42	20,92	0,01	0,24
30	0,50	20,91	0,01	0,20
35	0,58	20,90	0,01	0,17
40	0,67	20,89	0,01	0,15
45	0,75	20,88	0,01	0,13
50	0,83	20,87	0,01	0,12
60	1,00	20,86	0,01	0,10
70	1,17	20,85	0,01	0,09
80	1,33	20,84	0,01	0,08
90	1,50	20,83	0,01	0,07
100	1,67	20,82	0,01	0,06
110	1,83	20,81	0,01	0,05
120	2,00	20,80	0,01	0,05

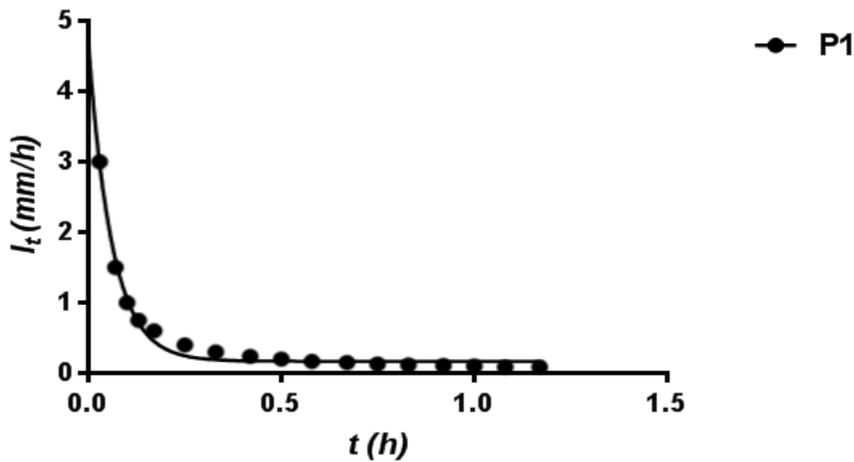
Coordonnées		30 P		
Essai 14		X	Y	Z
		338312	925495	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	19,00		
2	0,03	18,98	0,02	6,00
4	0,07	18,96	0,02	3,00
6	0,10	18,94	0,02	2,00
8	0,13	18,92	0,02	1,50
10	0,17	18,90	0,02	1,20
15	0,25	18,88	0,02	0,80
20	0,33	18,86	0,02	0,60
25	0,42	18,84	0,02	0,48
30	0,50	18,82	0,02	0,40
35	0,58	18,80	0,02	0,34
40	0,67	18,78	0,02	0,30
45	0,75	18,76	0,02	0,27
50	0,83	18,74	0,02	0,24
55	0,92	18,72	0,02	0,22
60	1,00	18,70	0,02	0,20
65	1,08	18,68	0,02	0,18
70	1,17	18,65	0,03	0,26
75	1,25	18,62	0,03	0,24
80	1,33	18,60	0,02	0,15
85	1,42	18,58	0,02	0,14
90	1,50	18,56	0,02	0,13
95	1,58	18,54	0,02	0,13

Coordonnées		X	Y	Z
Essai 15		331076	931926	270
		338224	926028	270
TEMPS (min)	TEMPS (h)	h (cm)	ΔH (cm)	Vitesse (mm/h)
0	0,00	23,00		
2	0,03	22,97	0,03	9,00
4	0,07	22,94	0,03	4,50
6	0,10	22,91	0,03	3,00
8	0,13	22,88	0,03	2,25
10	0,17	22,85	0,03	1,80
15	0,25	22,82	0,03	1,20
20	0,33	22,79	0,03	0,90
25	0,42	22,76	0,03	0,72
30	0,50	22,73	0,03	0,60
35	0,58	22,70	0,03	0,51
40	0,67	22,67	0,03	0,45
45	0,75	22,64	0,03	0,40
50	0,83	22,61	0,03	0,36
60	1,00	22,58	0,03	0,30
70	1,17	22,55	0,03	0,26
80	1,33	22,52	0,03	0,23
90	1,50	22,49	0,03	0,20
100	1,67	22,46	0,03	0,18
110	1,83	22,43	0,03	0,16
120	2,00	22,40	0,03	0,15
130	2,17	22,37	0,03	0,14
140	2,33	22,34	0,03	0,13
150	2,50	22,31	0,03	0,12
160	2,67	22,28	0,03	0,11
170	2,83	22,25	0,03	0,11

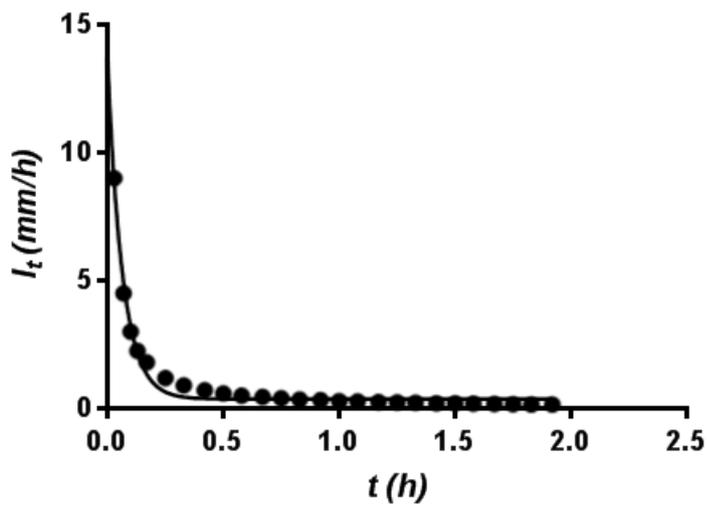
Annexe 25: Mesures et courbes d'infiltrations

Vitesse d'infiltration et humidité

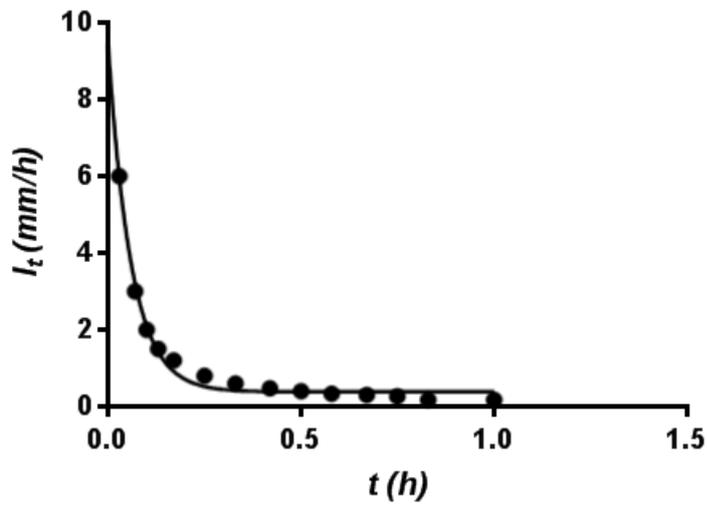
Point N°	P1	P2	P3	P4	P5
Ksat mm/h	0,03	0,06	0,06	0,02	0,05
Ksat mm/j	0,72	1,44	1,44	0,48	1,2
Theta W _P (%)	31,7	32,9	32,9	34,5	32,9
Theta F _C (%)	43,3	44,3	44,3	45,8	44,3
Type de sol	Argileux				
Point N°	P6	P7	P8	P9	P10
Ksat mm/h	0,08	0,03	0,02	0,08	0,06
Ksat mm/j	1,92	0,72	0,48	1,92	1,44
Theta W _P (%)	32,9	31,7	34,5	32,9	32,9
Theta F _C (%)	44,3	43,3	45,8	44,3	44,3
Type de sol	Argileux				
Point N°	P11	P12	P13	P14	P15
Ksat mm/h	0,04	0,08	0,02	0,04	0,06
Ksat mm/j	0,96	1,92	0,48	0,96	1,44
Theta W _P (%)	34,4	32,9	34,5	34,4	32,9
Theta F _C (%)	45,7	44,3	45,8	45,7	44,3
Type de sol	Argileux				



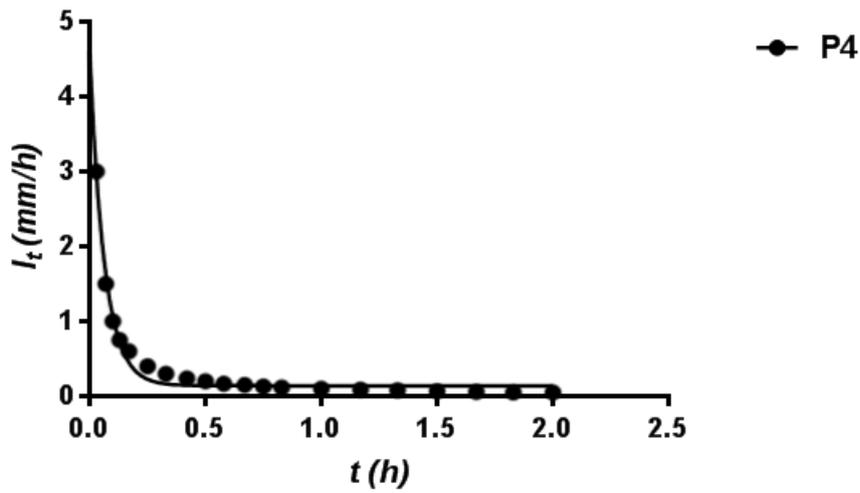
$$I_t = 0.23 \exp(-1.00t) + 0.03$$



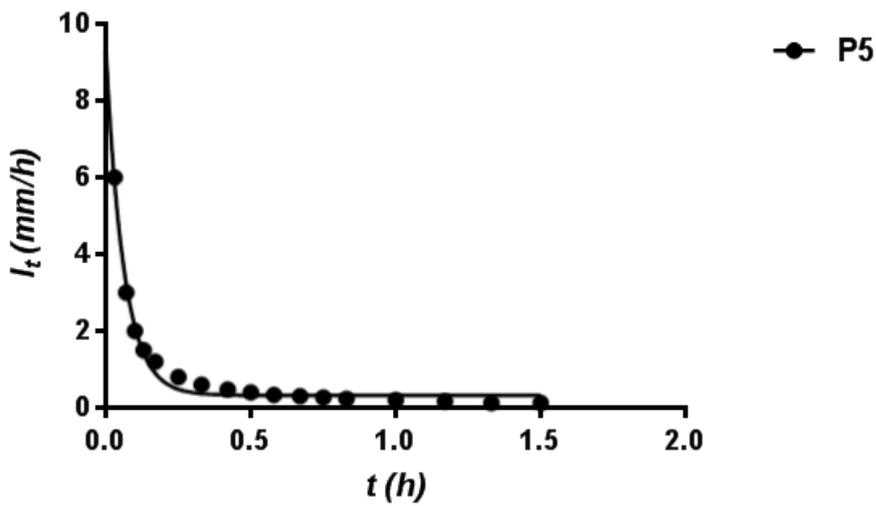
$$I_t = 0.62 \exp(-0.86t) + 0.06$$



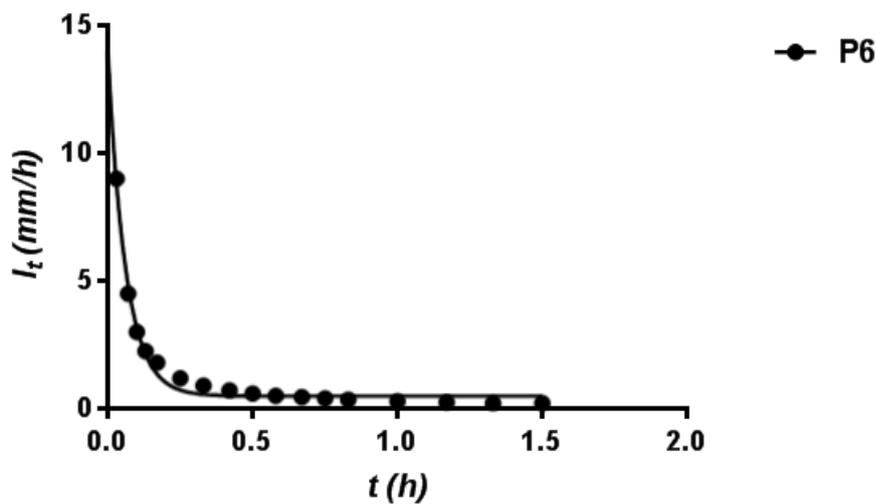
$$I_t = 0.49 \exp(-1.11t) + 0.06$$



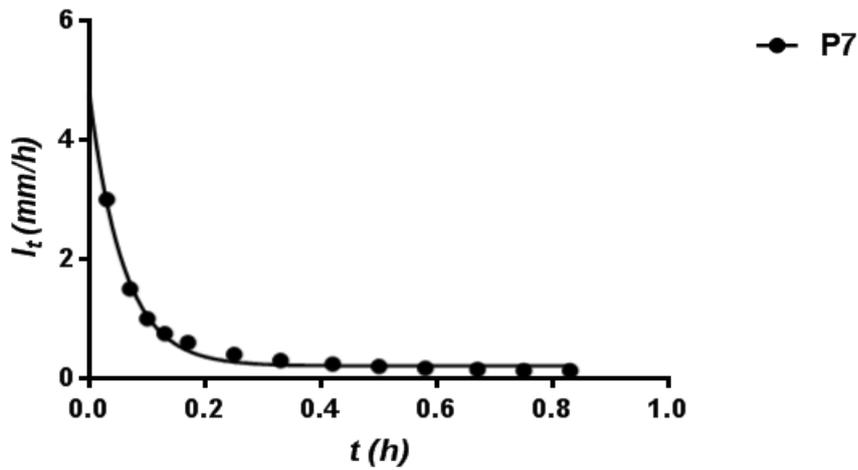
$$I_t = 0.23 \exp(-0.99t) + 0.02$$



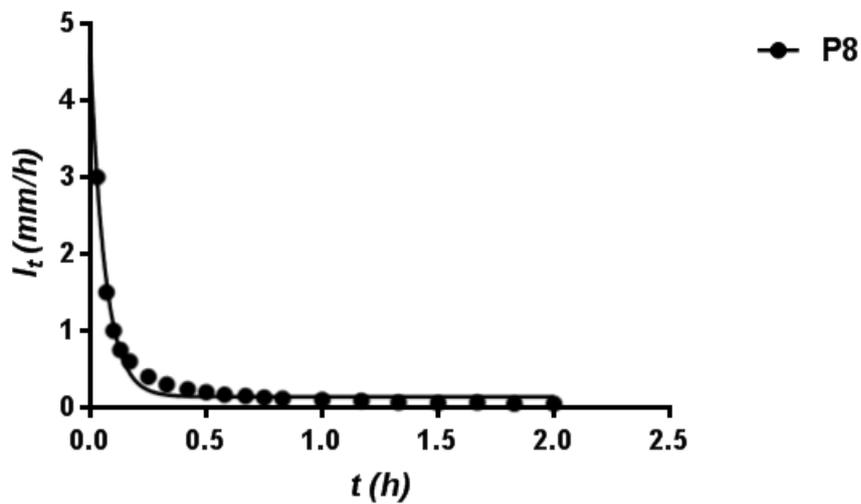
$$I_t = 0.48 \exp(-1.05t) + 0.05$$



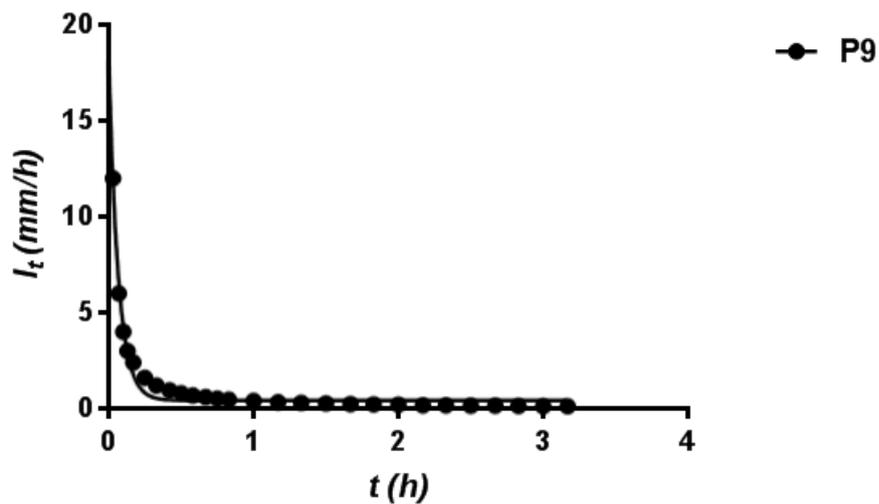
$$I_t = 0.70 \exp(-1.03t) + 0.08$$



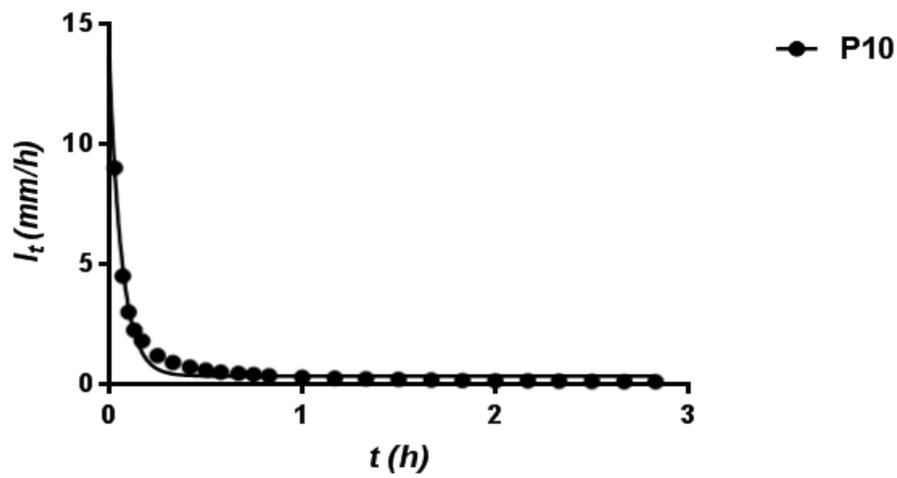
$$I_t = 0.23 \exp(-1.08t) + 0.03$$



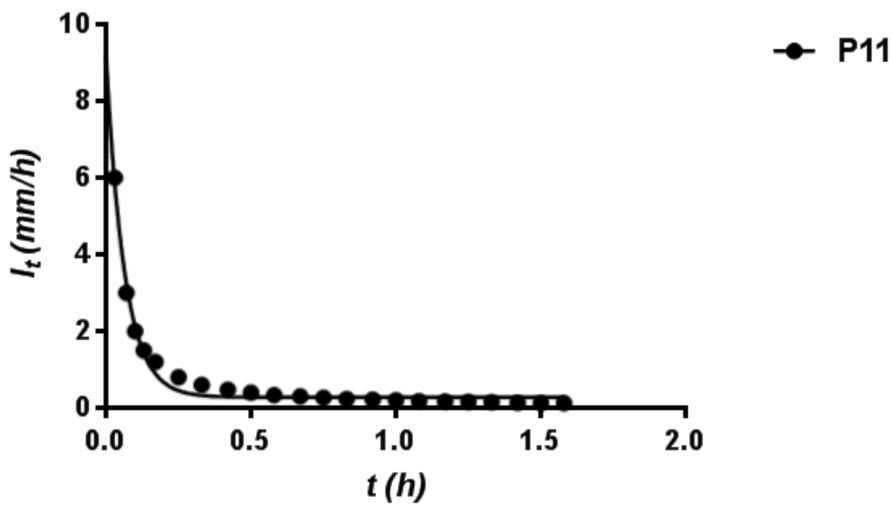
$$I_t = 0.23 \exp(-0.99t) + 0.02$$



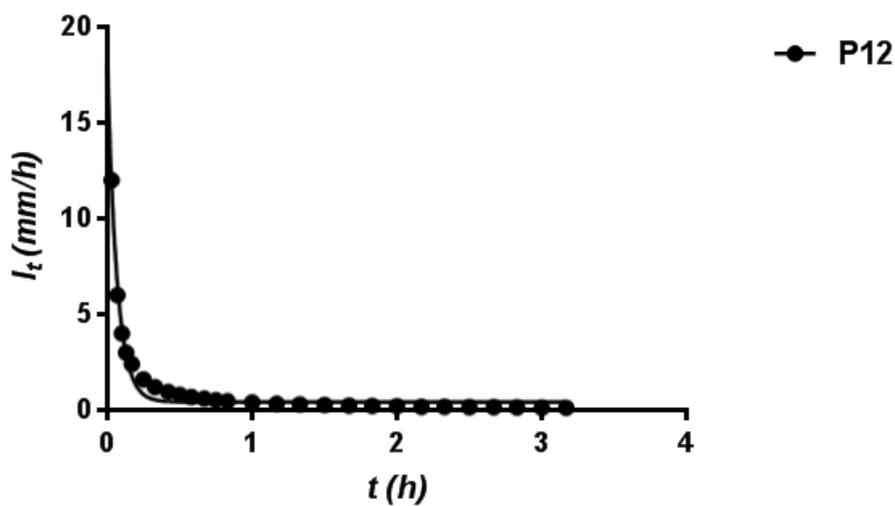
$$I_t = 0.88 \exp(-0.90t) + 0.08$$



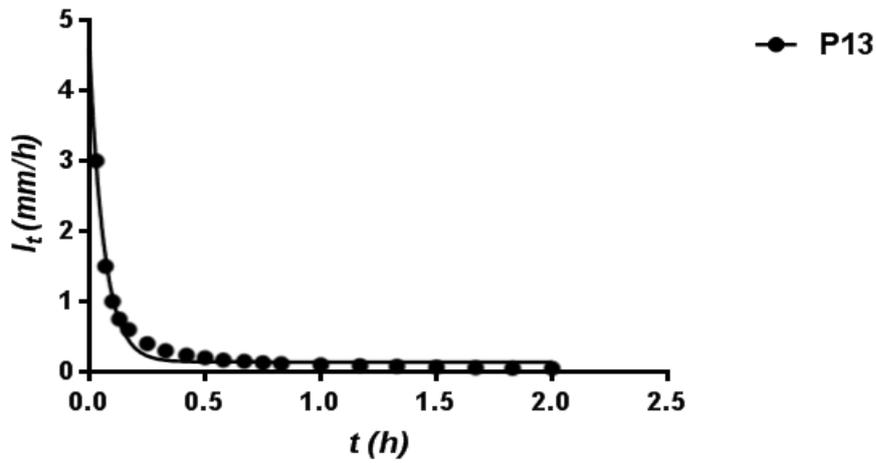
$$I_i = 0.67 \exp(-0.93t) + 0.06$$



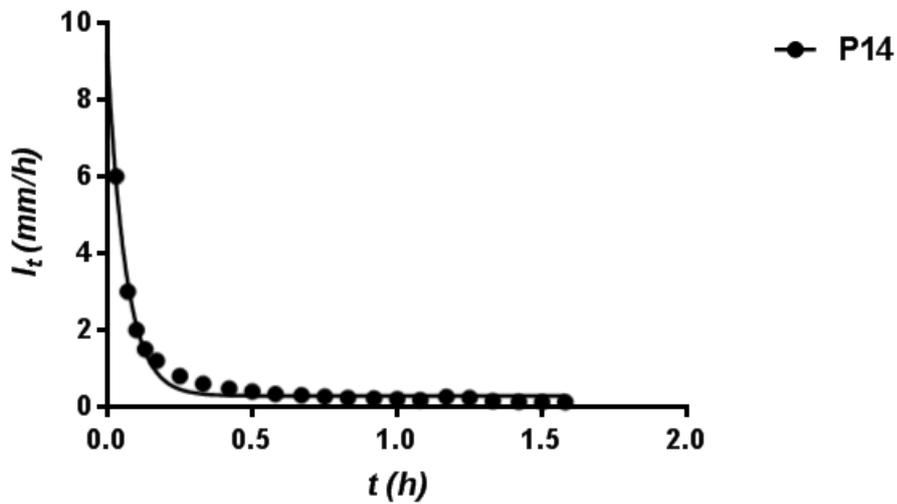
$$I_i = 0.43 \exp(-0.92t) + 0.04$$



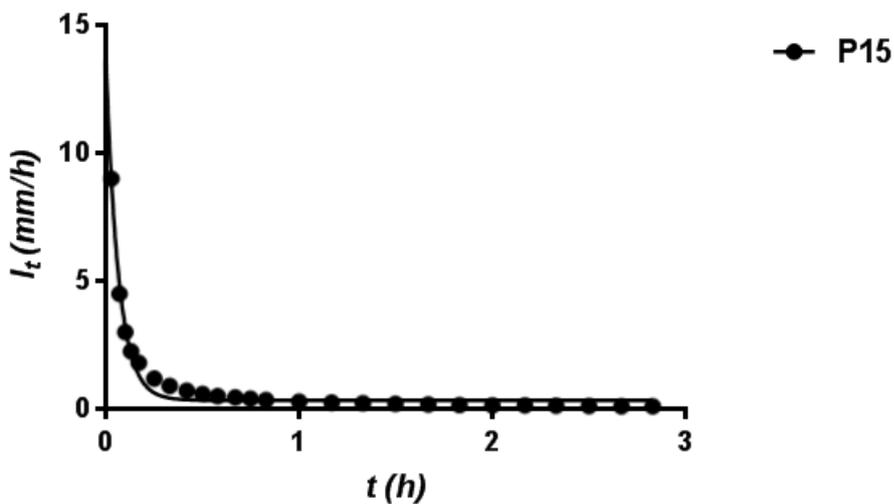
$$I_i = 0.88 \exp(-0.90t) + 0.08$$



$$I_t = 0.23 \exp(-0.99t) + 0.02$$



$$I_t = 0.43 \exp(-0.91t) + 0.04$$



$$I_t = 0.67 \exp(-0.93t) + 0.06$$