



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO  
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT : INFORMATION GEOGRAPHIQUE ET FONCIERE(IGF)

.....

*Mémoire de fin d'étude en vue d'obtention du diplôme de Licence –es sciences  
Techniques en Topographie et Information Géographique et Foncière*



Présenté par : ANDRIANIRINA Volahankina

Encadré par : Monsieur NARY HERILALAO IARIVO

*Promotion 2011*





UNIVERSITE D'ANTANANARIVO  
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT : INFORMATION GEOGRAPHIQUE ET FONCIERE(IGF)

.....

*Mémoire de fin d'étude en vue d'obtention du diplôme de Licence –es sciences  
Techniques en Topographie et Information Géographique et Foncière*

## EXPLOITATION DE L'ORTHOPHOTO EN VUE DE LA DETERMINATION DU PERIMETRE IRRIGUE D'ANTANETY II ET D'IMERIKANJAKA

Présenté par : ANDRIANIRINA Volahankina

Encadré par :Monsieur NARY HERILALAO IARIVO

Président de jury: - Monsieur RABETSIAHINY

Membres de jury: - Monsieur RAKOTOARISON Max Simon

- Monsieur RANDRIANASOLO David

Date de soutenance: Vendredi 22 JUIN 2012 à 8h

*Promotion 2011*

# REMERCIEMENT

Tout d'abord, je rends grâce à Dieu pour ses aides et soutiens illimités au cours de la réalisation de ce mémoire.

Mes sincères remerciements s'adressent à:

- Monsieur ANDRIANARY Philippe, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo (E.S.P.A), qui nous a autorisé la présentation de ce mémoire ;
- Monsieur RABETSIAHINY, qui m'a si bien accueilli dans la filière Information Géographique et Foncière ;
- aux Jury qui ont accepté de porter leur jugement sur notre travail ;

Je suis particulièrement reconnaissante envers Monsieur NARY HERILALAO IARIVO qui a bien voulu encadrer le présent mémoire. J'adresse mes plus vifs et sincères remerciements pour leurs notes remarquables ainsi que pour les conseils qu'il m'a prodigués tout le long de l'élaboration de ce mémoire ;

Toute ma famille : un grand merci pour vos encouragements, vos soutiens et vos compréhensions.

Ainsi qu'à tous mes amis et camarades qui sont toujours à mes côtés, n'ont pas cessé de m'aider durant la descente sur terrain, merci ;

A tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, trouvent ici tous mes remerciements.

# TABLES DES MATIERES

REMERCIEMENT .....	1
TABLES DES MATIERES .....	i
LISTE DES ABREVIATIONS .....	v
LISTE DES FIGURES .....	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	vii
INTRODUCTION.....	1
PARTIE I: GENERALITES	
I. Contexte et objectif de mémoire .....	3
II. Consistance et buts des travaux à effectuer.....	3
III. Présentation de la zone d'étude .....	4
1. Localisation .....	4
2. Population et démographie .....	6
3. Aspects socio-économique .....	7
IV. Généralité sur l'orthophoto .....	9
1. Définition .....	9
2. Utilité .....	9
3. Processus de production .....	10
a. Prise de vue aérienne .....	11
b. Scannage de photo .....	11
c. Stéréopréparation .....	11
d. Aérotriangulation .....	12
e. MNT .....	12
f. Orthorectification .....	12
4. Précision de l'ortho photo.....	12
5. Extraction de l'orthophoto .....	13
6. Choix des points d'amer .....	13
PARTIE I: TRAVAUX DE TERRAIN	
A. Reconnaissance .....	15
1. Matérialisation et numérotation .....	15
2. Les matériels et le personnel .....	15
B. Méthodes d'observation des points amer .....	17
I. Polygonation .....	17

I.1. Mesure des angles horizontaux .....	19
I.2. Mesure des angles verticaux .....	20
I.3. Mesure de distance.....	21
I.4. Le levé d'altitude .....	21
II. Levé de comparaison .....	21
II.1. Détails à lever .....	21
II.2. Croquis du levé.....	21
II.3. Echelle du levé.....	21
II.4. Méthode .....	22
II.5. Carnet de terrain .....	22
 PARTIE I: TRAVAUX DE BUREAU	
A. Points d'amer.....	28
I. Calculs .....	28
1. Angles horizontaux pour la première polygona-tion.....	28
a. Moyenne des lectures à chaque visée .....	28
b. Contrôle .....	28
c. Calcul des angles au sommet à chaque sé-quence.....	28
d. Moyenne des angles au sommet.....	28
2. Angle vertical .....	29
a. Calcul des angles de chaque séquence .....	29
b. L'angle vertical de chaque visé .....	29
3. Calcul de gisement approché .....	33
II. Distance horizontale .....	33
III. Nivellement .....	33
1. Principe .....	33
2. Précision .....	34
3. La correction à appliquer .....	34
4. Calcul de Z .....	34
IV. Les différentes corrections inhérentes aux distances à appliquer .....	35
1. Correction de distance au niveau de l'ellipsoïde .....	35
2. Réduction à la corde.....	36
3. Correction à la projection.....	37
4. Application des corrections dans la détermination des coordonnées.....	39

a.	Fermeture et tolérance pour un cheminement fermé .....	39
b.	Calcul des coordonnées des points .....	40
c.	Les calculs de fermeture et tolérance .....	43
d.	Fermeture et tolérance pour un cheminement encadré .....	46
B.	Calage de l'orthophoto .....	54
I.	Méthode .....	54
II.	L'erreur moyenne quadratique de l'orthophoto.....	55
1.	Précision de calage .....	55
2.	Précision du levé numérisé .....	56
C.	Numérisation .....	58
1.	Méthode .....	58
2.	Les données utiles .....	59
3.	Signes conventionnelles .....	59
D.	Comparaison et Précision de levé numérisé par rapport au levé sur terrain .....	60
E.	Etude du périmètre .....	61
I.	Etude hydrologique .....	61
1.	Etude pluviométrique .....	61
a.	Pluviométries moyennes mensuelles.....	61
b.	Pluviométrie quinquennale et décennale sèches annuelles .....	61
2.	Etude du Bassin Versant .....	62
a.	Définition .....	62
b.	Surface du bassin versant .....	62
c.	Pente moyenne du BV .....	62
3.	Estimation des apports d'un BV .....	63
a.	Méthode CTGREF .....	63
b.	Méthode de Station de référence .....	64
4.	Estimation des débits des crues .....	65
II.	Situation actuelle du périmètre .....	65
1.	Les ouvrages existants .....	65
2.	Calculs .....	66
a.	Débit d'un canal .....	66
b.	Côte de la crête du barrage .....	66
c.	Calcul surface du périmètre irrigué.....	66

F. MNT et le Courbe de Niveau .....	67
G. Profil en long .....	67
BUDGETISATION.....	72
RECOMMANDATION .....	73
CONCLUSION .....	74
BIBLIOGRAPHIES	
ANNEXES	

## LISTE DES ABREVIATIONS

AN	:Application Numérique
BV	: Bassin Versant
CD	: Cercle à Droite
CG	: Cercle à Gauche
CTGREF	: Centre Technique du Génie Rural et des Eaux et Forets
Dp	:Distance pente
Dh	:Distance horizontale
Dn	:Dénivelée
D <sub>proj</sub>	: Distance Projection
D <sub>0</sub>	: Distance réduite à l'ellipsoïde
ESPA	: Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
F	: Féminin
FTM	: Foiben-taosarintanin'iMadagasikara
h <sub>a</sub>	:Hauteur d'appareil
H <sub>z</sub>	:Angle Horizontal
H <sub>p</sub>	: Hauteur prisme
H <sub>i</sub>	:Angle au sommet
M	:Masculin
Max	:Maximum
Min	: Minimum
MNT	: Modèle Numérique de Terrain
NA	: Niveau Apparent
R	: Rayon de la Terre
RG	: Rive Gauche
RD	: Rive Droite
V:	Angle Vertical
Z	: Altitude
ND	: Non Disponible

## LISTE DES FIGURES

Fig.1: Localisation de la zone d'étude .....	5
Fig.2: Station total avec le trépied.....	16
Fig.3: Schéma polygonation fermé .....	19
Fig.4: Principe de cheminement.....	19
Fig.5: Interface de Covadis .....	50
Fig.6: Interface d'édition géobase.....	50
Fig.7: Récalibrage du dessin .....	54
Fig.8: Décalage de l'ortho et du levé .....	57
Fig.9: Création des calques .....	58
Fig.10: Profil en long du Rive Droite.....	68
Fig.11: Profil en long du Rive Gauche.....	69

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau.1 : Répartition de la population par Fokontany.....	6
Tableau.2: Etat civil de la Commune.....	6
Tableau.3 : Données sur la population de l'ESPA.....	6
Tableau.4 : Surface cultivée par type de culture et production annuelle.....	7
Tableau.5: Répartition de la population par secteur d'activités.....	8
Tableau.6 : Caractéristique de l'appareil station totale.....	16
Tableau.7 : Extrait de levé de comparaison.....	23
Tableau.8 : Extrait de levé de détail.....	25
Tableau.9 : Caractéristiques des sommets.....	30
Tableau.10 : Coordonnées des points de départs.....	33
Tableau.11 : Calcul des altitudes.....	35
Tableau.12 : Calcul de la distance de projection.....	38
Tableau.13 : Calcul des fermetures et compensation.....	41
Tableau.14 : Les caractéristiques des stations.....	42
Tableau.15: Coordonnées approchées des points de seconde polygonale.....	45
Tableau.16: Les coordonnées des points.....	46
Tableau.17 : Calculs des coordonnées.....	48
Tableau.18 : Les coordonnées des points de cheminement.....	49
Tableau.19 : Coordonnées des points d'amers.....	51
Tableau.20 : Extrait des coordonnées des points de détails.....	52
Tableau.21 : Erreur de chaque point d'amer.....	56
Tableau.22: Tableau de comparaison.....	60
Tableau.23: Résultat des calculs des pluviométries moyennes mensuelles.....	62
Tableau.24 : Caractéristiques du Bassin Versant.....	63
Tableau.25 : Calcul des apports d'un BV par méthode CTGREF.....	62
Tableau.26 : Débit spécifique q.....	63
Tableau.27 : Calcul des apports d'un BV par méthode Station de Référence.....	65
Tableau.28 : Calcul d'estimation des débits de crues.....	65
Tableau.29 : Calcul de débit d'un canal.....	66

## LISTE DES FORMULES

(1)Précision planimétrique de l'orthophoto .....	13
(2)Précision altimétrique de l'orthophoto .....	13
(3)Moyenne des lectures à chaque visée .....	27
(4)Calcul des angles au sommet à chaque séquence .....	27
(5)Moyenne des angles au sommet .....	27
(6)Calcul des angles de chaque séquence.....	28
(7)L'angle vertical de chaque visée .....	28
(8)Calcul de gisement approché .....	32
(9)Distance horizontale .....	32
(10)La correction à appliquer au calcul d'altitude .....	33
(10)Calcul de Z .....	33
(12)La dénivelée entre 2 points .....	33
(13)Correction de distance au niveau de l'ellipsoïde .....	34
(14) Correction de $dv$ .....	35
(15)Reduction à la corde .....	35
(16)Correction à la projection .....	36
(17)Fermeture angulaire pour un cheminement fermé.....	38
(18)Fermeture planimétriquepour un cheminement fermé .....	38
(19)Fermeture altimétriquepour un cheminement fermé .....	38
(20)Tolérance pour un cheminement fermé .....	39
(21)Calcul des coordonnées des points d'amers : .....	39
(22)Fermeture planimétrique de seconde polygonale .....	41
(23)Tolérance planimétrique de seconde polygonale.....	42
(24)Fermeture altimétrique de seconde polygonale .....	42
(25)Tolérance de seconde polygonale .....	42
(26)Fermeture angulaire pour un cheminement encadré.....	45
(27)Tolérance angulaire pour un cheminement encadré .....	45
(28)Fermeture planimétrique pour un cheminement encadré .....	45
(29)Tolérance planimétriquepour un cheminement encadré.....	46
(30)Fermeture altimétrique pour un cheminement encadré .....	46
(31)Tolérance pour un cheminement encadré .....	46

(32)L'erreur moyenne quadratique de l'orthophoto.....	55
(33)Pluviométrie moyenne mensuelle.....	60
(34)Pluviométrie quinquennale et décennale sèches annuelles : .....	62
(35)Ecart-type de la pluviométrie moyenne.....	62
(36)Pente moyenne du BV .....	61
(37)Méthode CTGREF .....	62
(38)Méthode de Station de référence .....	62
(39) Estimation des débits des crues .....	63
(40)Débit d'un canal .....	64

# INTRODUCTION

L'agriculture est la première activité dominante à Madagascar car presque 80% de la population Malgache la pratique. Le développement de Madagascar débute à l'amélioration des moyens de production agricole de l'exode rural en appliquant des techniques modernes.

La Commune Alakamisy Fenoarivo, plus précisément les Fokontany Antanety II et Imerikanjaka, se propose d'améliorer la condition d'exploitation agricole des paysans à partir de la réhabilitation des infrastructures de production et de renforcer les capacités de gestion et d'entretien du réseau au niveau des groupes communautaires pour sauvegarder leur patrimoine.

Avant de réhabiliter les barrages existants ainsi que les autres ouvrages, des données topographiques nécessitent d'être connues et analysées. C'est la raison pour laquelle ce mémoire s'intitule : « EXPLOITATION DE L'ORTHOPHOTO EN VUE DE LA DETERMINATION DU PERIMETRE IRRIGUE D'ANTANETY II ET D'IMERIKANJAKA ».

L'étude s'articule alors sur 3 grandes points :

En premier point, on va voir les généralités sur la zone d'étude et sur l'orthophoto. Nous évoquerons en second point les travaux sur terrain, en finissant par les travaux de bureau concernant le report sur terrain et les études hydrauliques.

**PARTIE**

**I**

**GENERALITES**

## **I. Contexte et objectif de mémoire :**

Le manque d'archivage de plan d'ensemble du périmètre dans les deux Fokontany, Antanety II et Imerikanjaka, Communerural 'Alakamisy Fenoarivo, m'a permis de réaliser l'étude de cette zone par méthode d'exploitation de l'orthophoto d'un coté pour satisfaire leurs besoins en cas d'effectuer une réhabilitation de la dite périmètre. De l'autre coté pour qu'ils puissent demander une coopération et une aide financière pour améliorer les ouvrages existants et pour créer d'autre ouvrage.

L'objectif de cette étude est donc de fournir un plan d'ensemble du périmètre et des données topographiques qui pourraient être utiles pour satisfaire ces besoins.

## **II. Consistance et buts des travaux à effectuer**

On peut diviser par étapes la consistance de ces travaux.

### 1. Orthophoto TANA 25 :

L'orthophoto est le fond de notre étude. Elle a été effectuée par la société SARYTANY en 2007 en vue d'établir des plans d'occupation du sol. Elle est faite à partir d'une prise de vue aérienne à l'échelle 1/10 000. Une fois que la prise de vue est exécutée, on effectue la stéréopréparation pour déterminer quelques points de calage nécessaires aux photos, qui permettent d'avoir une restitution exacte des photos et une bonne verticalité du MNT. On doit avoir entre 5 à 20 points de stéréo selon le terrain à lever. L'aérotriangulation consiste à configurer ces points de stéréo et a pour objectif d'équiper chaque couple de 6 points de calage en vue restitution photogrammétrique. L'orthophoto se présente et géoréférencée dans un système de coordonnées Laborde et ayant une résolution de 25 cm.

### 2. Plan numérisé à partir de cette orthophoto

Puisque le pixel est de 25cm, on se propose donc de faire un plan numérisé au 1/2 500. Avec cette échelle, le 1/10<sup>e</sup> d'échelle graphique est de 25cm. Nous estimons que cette échelle est suffisante pour cette étude.

3. Pour mettre l'échelle à 1/2 500, il faut déterminer des points d'amers déterminés à partir des points existants aux environs entre les points Laborde A et B dans l'enceinte de l'ESPA.

4. Les points d'amers sont déterminés par polygonaion. Cette polygonaion en projection Laborde doit être effectuée dans la règle d'art : fermeture angulaire, correction inhérente dans la projection locale, fermeture linéaire et compensation.

5. Pour contrôler la précision du plan numérisé, nous allons faire un levé direct de 1ha. on essaie de comparer le résultat des deux levés pour déterminer la légitimité du processus adapté.

6. Après la numérisation, nous allons faire l'étude du périmètre en faisant une étude hydrologique et en donnant les caractéristiques appropriées.

### **III. Présentation de la zone d'étude :**

#### **1. Localisation :**

La Commune Rurale d'Alakamisy Fenoarivo se situe à l'ouest de la capitale, au PK 18 en empruntant la route nationale n°1. Elle est délimitée par:

- Au nord par la Commune Rurale de Fenoarivo ;
- Au sud par la Commune Rurale d'Androibe ;
- A l'Est par la Commune Rurale d'Ampitatafika, d'Alatsinain'Ambazaha;
- A l'Ouest par la Commune Rurale d'Ambatomiravavy.

La Commune est constituée de 5 Fokontany à savoir : Ambodivona, Antanety II, Ambohimirarina, Ambohimasina, et Ankadivory.

## SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE RURALE D'ALAKAMISY-FENOARIVO

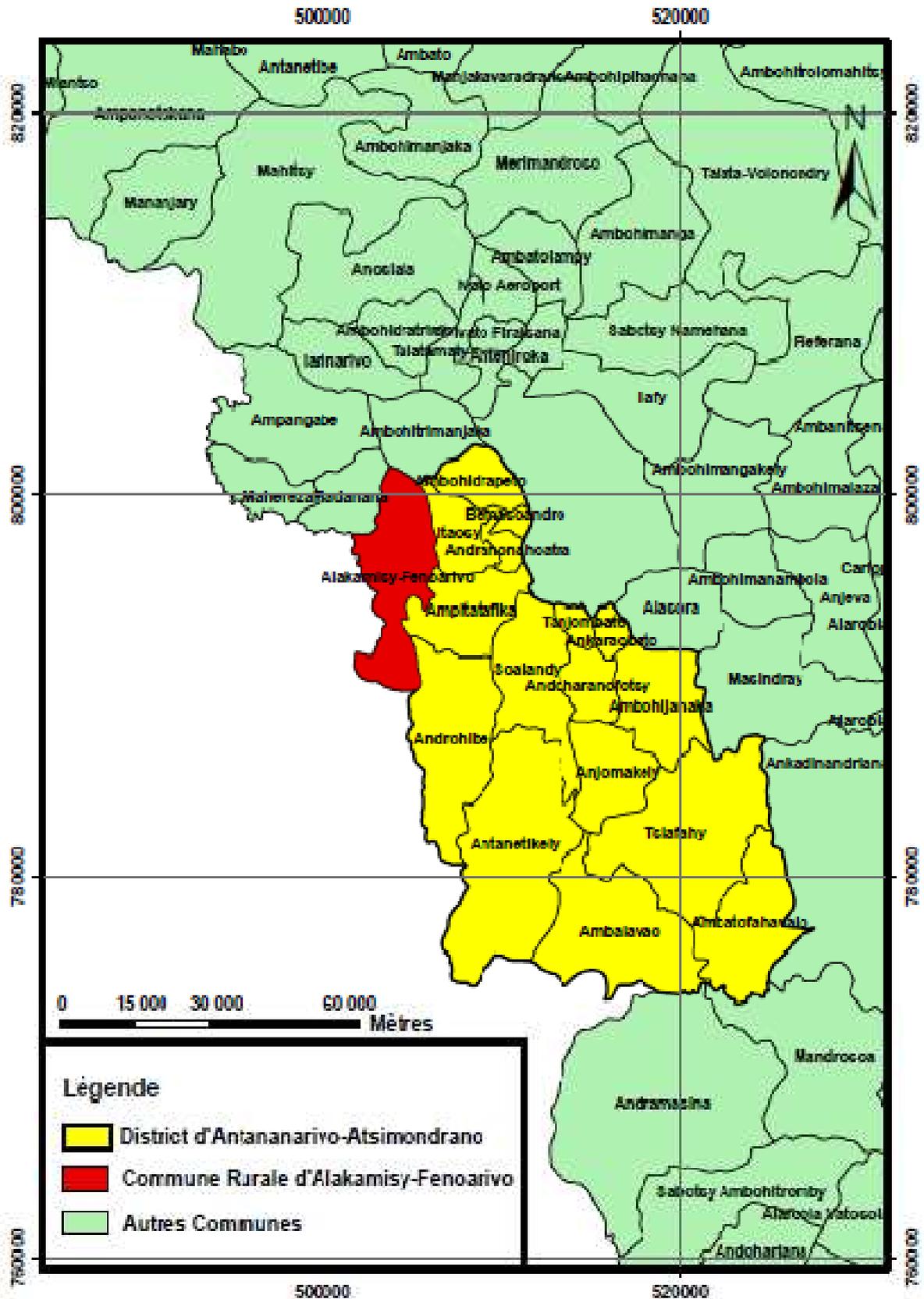


Fig.1: Localisation de la zone d'étude

## 2. Population et démographie :

### ➤ Répartition de la population par Fokontany :

L'effectif de la population dans la Commune Rurale d'Alakamisy Fenoarivo est estimée à 11293 habitants dont environ 450 habitants/km<sup>2</sup>.

La répartition de la population par Fokontany, par tranche d'âge et par sexe est indiquée dans le tableau ci-après :

**Tableau.1 :** Répartition de la population par Fokontany.

FOKONTANY	≤5ans		6-17ans		18-25ans		26-44ans		45-60ans		>60ans		TOTAL				%	
	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	M	F	M	%	F	%		M+F
AMBODIVONA	53	52	86	83	52	53	99	98	39	36	14	13	343	50,59	335	49,41	678	6,00
AMBOHIMASINA	359	339	539	519	451	220	619	410	184	101	90	66	2242	57,53	1655	42,47	3897	34,51
ANTANETY II	86	58	675	469	357	355	498	468	326	322	81	70	2023	53,73	1742	46,27	3765	33,34
AMBOHIMIARINA	85	94	96	108	75	86	200	190	52	78	25	20	533	48,06	576	51,94	1109	9,82
ANKADIVORY	176	141	313	330	71	63	311	224	81	59	40	35	992	53,80	852	46,20	1844	16,33
TOTAL	759	684	1709	1509	1006	777	1727	1390	682	596	250	204	6133	54,31	5160	45,69	11293	100,00

*Source :* données dans les cinq Fokontany en 2005.

### ➤ Etat civil de la Commune :

**Tableau.2:** Etat civil de la Commune.

DESCRIPTIONS	NOMBRES	%
Naissance	146	2
décès	60	0,5
Immigration	115	1,05

*Source :* Commune Rurale d'Alakamisy Fenoarivo en 2005.

### ➤ Données sur la population de l'ESPA :

La population de l'ESPA est composée de personnel administratif et des étudiants repartis comme suit :

**Tableau.3 :** Données sur la population de l'ESPA.

PERSONNELS	ETUDIANTS		TOTAL
	1 <sup>er</sup> cycle	2 <sup>nd</sup> cycle	
67	691	1028	1789

*Source :* ESPA en 2011.

### 3. Aspects socio-économique :

Entant que Commune Rural, les principales activités de la population de la Commune sont l'agriculture et l'élevage. D'après nos enquêtes et nos constatations, 79.18% de la population vivent dans ces activités.

#### ➤ **L'Agriculture :**

L'agriculture est l'activité la principale dans la Commune Rurale d'Alakamisy.

Selon les données issues de la Commune, 300 ha sur 588 ha de surface cultivable sont cultivées et 180 ha sur 395 ha de surface irrigable sont irrigués.

**Tableau.4 :** Surface cultivée par type de culture et production annuelle.

PRODUITS	PRODUCTION	SURFACES CULTIVEES
<i>Céréales : riz</i>	38 t	25 ha
<i>Fruits :</i>		
Canne à sucre	117,5 t	7 ha
orange	23,5 t avec 2500 pieds	ND
<i>Plante à tubercule :</i>		
Manioc	270 t	22,2 ha
Taro	80 t	8 ha
Patate douce	41 t	10 ha
Pomme de terre	1,5 t	0,2 ha
<i>Légumes :</i>		
Haricot vert, concombre, courgette, tomate	150 t	ND
Brèdes	8,3 t	ND

Source : Production annuelle au niveau des Fokontany

#### ➤ **L'Elevage :**

L'élevage bovin occupe une place prépondérante dans la Commune, mais elle reste toujours au stade traditionnel. On rencontre ainsi l'élevage porcin, volaille, sans oublier la pisciculture d'Antanety II.

#### ➤ **Le commerce :**

Après l'activité agricole, le commerce et service sont les plus praticables dont 14,97 % de la population l'exerce par exemple l'épicerie, l'épi-bar, boucherie, etc....

➤ **L'artisanat :**

L'artisanat n'est pas encore développé dans la région car l'environnement professionnel des artisans se trouve à l'endroit même de son milieu social. En effet, la plupart des ateliers sont incorporés dans les maisons d'habitats et les ressources humaines ont été tirées du membre de la famille. Ce qui fait que le métier artisanal est à vocation familiale.

➤ **Le tourisme :**

L'activité touristique se repose sur des sites historiques à vocation culturelle dont les sites traditionnelles qui se localisent dans le Fokontany d' Ambohimiarina c'est-à-dire « Doany et Fasan'andriana » où les gens viennent pour recueillir de la bénédiction, il y a aussi les eaux puisés d'Ankadivory pour des vertus thérapeutique et dans la Fokontany d'Antanety II se situe le lac Mangidy qui est envigeasable.

On peut récapituler la répartition par secteur d'activités (en %) comme suit :

**Tableau.5:** Répartition de la population par secteur d'activités.

SECTEUR	AMBODIVONA	AMBOHIMASINA	ANTANETY II	AMBOHIMARINA	ANKADIVORY	TOTAL
PRIMAIRE (agriculture et élevage)	78,47	63,61	93,23	82,51	78,08	79,18
SECONDAIRE (artisanat)	5,75	9,61	0,58	6,67	6,62	5,85
TERTIAIRE (commerce et service)	15,78	26,78	6,19	10,82	15,30	14,97
TOTAL	100	100	100	100	100	100

Source : Commune Rurale d'Alakamisy Fenoarivo en 2005.

## **IV. Généralité sur l'orthophoto :**

### **1. Définition :**

Rappelons que la photographie aérienne constitue une source d'information d'une richesse incomparable. Sa qualité métrique cependant présente des erreurs, vu que la position des détails est entachée par les effets de l'inclinaison de chambre de prise de vue, du relief et de la distorsion des objets. La technique de l'orthophotographie permet de corriger ces 3 effets.

Ainsi, l'orthophotographie désigne la photographie aérienne redressée et corrigée des déformations dues à ces 3 effets. Elle possède en effet les mêmes qualités géométriques qu'une carte et garde les qualités spéciales de la photographie comme finesse et la richesse de l'information.

Elle est numérique lorsqu'elle a subi des traitements numériques par redressement différentiel pour corriger toutes ces déformations.

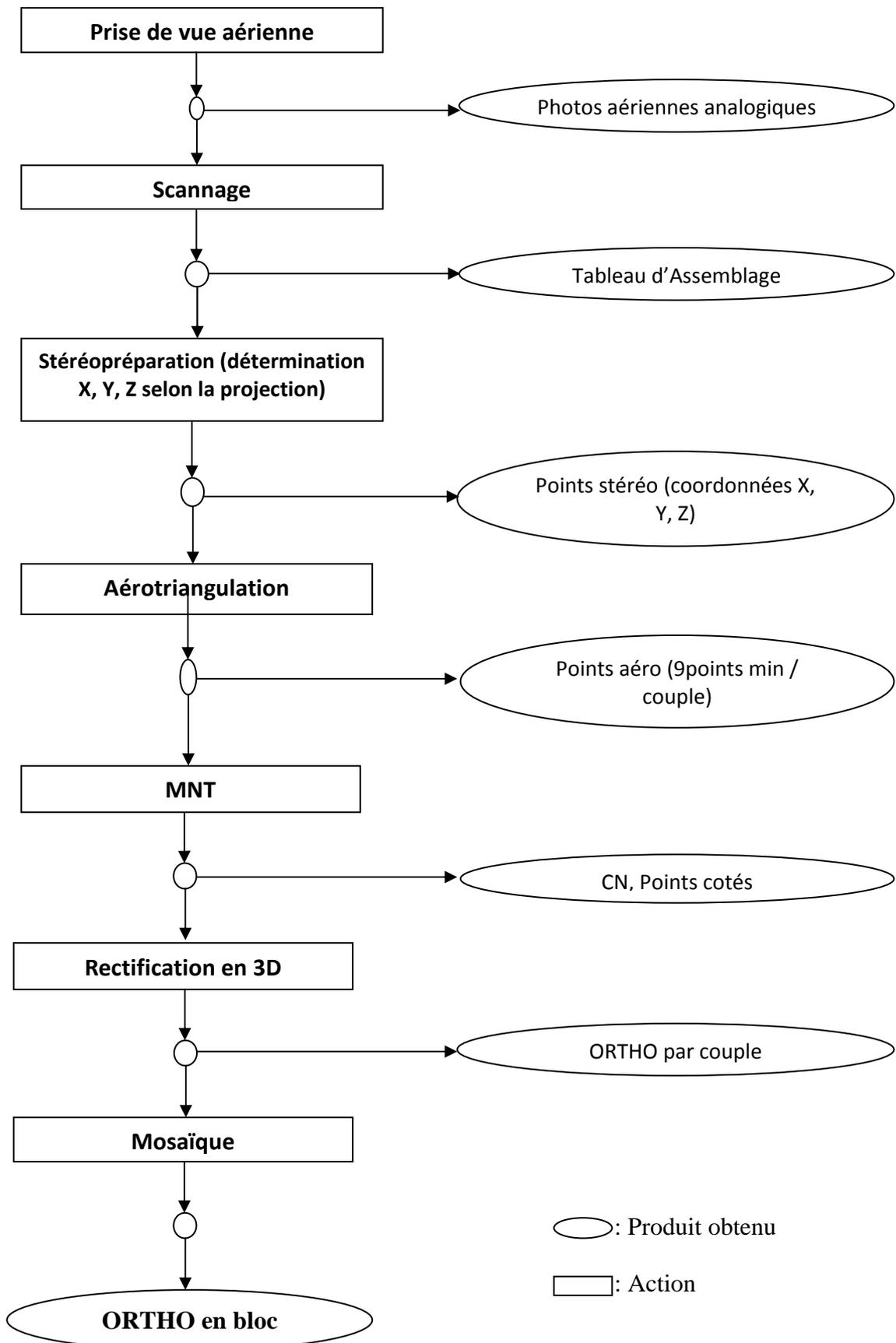
### **2. Utilité :**

Le besoin des travaux du PNF (Programme National Foncier) pour l'établissement des plans est la raison pour la Société SARYTANY d'établir l'Orthophoto Tana 25.

Elle peut être utilisée dans plusieurs domaines pour l'établissement d'un plan par exemple :

- ✧ L'aménagement hydro-agricole et forestier
- ✧ Planification et développement intégré des zones et des régions
- ✧ De l'identification et exploitation rationnelle des ressources naturelles de la surface et du sous-sol
- ✧ De la réhabilitation, la maintenance et l'extension des infrastructures de communication et des transports.

### 3. Processus de production :



a. Prise de vue aérienne :

C'est la première étape de l'établissement de l'orthophoto. Lors de prise de vue, pour que les photos obtenues soient exploitables au traitement, le recouvrement longitudinal doit être compris entre 60% à 80% de la précédente et le recouvrement latéral entre 10% et 20% par bande.

L'échelle de prise de vue doit être 4 fois ou 5 fois plus petit que possible par rapport à l'échelle de produit pour atteindre la précision voulue. Pour une orthophoto à 1/2500, l'échelle de prise de vue est donc 1/10 000. De l'autre côté, les photos doivent être de bonne qualité c'est-à-dire pas de dérive, ni flou, ni inclinaison.

b. Scannage de photo :

C'est l'étape où l'on numérise les photos analogiques pour pouvoir traiter avec l'ordinateur. La précision de l'orthophoto dépend de la qualité de scannage. C'est la raison pour laquelle il nécessite un scanner photogrammétrique de précision dont la résolution va jusqu'à 5 $\mu$ .

c. Stéréopréparation :

La stéréopréparation est un ensemble des opérations qui ont pour but la détermination directe sur le terrain de tous les éléments nécessaires qui sont des coordonnées planimétriques et altimétriques des points de calage pour l'élaboration d'une orthophotographie pendant la phase d'aérotriangulation.

Ces points doivent être choisis de telle façon qu'ils offrent un bon pointé planimétrique dans l'appareil, ils doivent être bien définis sur le terrain et en même temps identifiables sans ambiguïté sur les clichés avec précision suffisante, en fonction de l'échelle du levé à établir et offrir un bon pointé sur le stéréoscope.

On doit tenir bien compte de la précision du levé. Ceci nécessite une grande précaution dans les opérations sur terrain. Le nombre de points stéréo est entre 5 à 20 points. Ceci est en fonction de surface, la configuration du terrain. Les coordonnées des points sont déterminées à partir de la projection Laborde (projection spécifique pour Madagascar).

La projection Laborde est une représentation conforme de l'ellipsoïde Hayford international sur la sphère de courbure moyenne, ensuite une projection conforme de celle-ci sur le plan.

d. Aérotriangulation :

L'aérotriangulation est la densification de points stéréo en vue d'orienter un couple de photo pour former un bloc. Chaque couple doit être équipé de 9 points stéréo au minimum pour sa mise en place dans le restituteur. La disposition des points de calage va avoir une importance considérable quant aux précisions tant planimétriques qu'altimétriques.

e. MNT :

Un modèle numérique de terrain (MNT) est défini par la représentation des données numériques des formes du relief comportant l'ensemble des coordonnées des points connus en X, Y, Z.

Il est obtenu soit par la corrélation automatique à partir de vision radiométrique soit par des points cotés sur terrain. Il est constitué par des triangles élémentaires, définissant le terrain sous forme de facettes.

f. Orthorectification :

C'est le traitement numérique qui transforme la perspective conique de l'image aérienne en projection orthogonale. L'image ainsi traitée est corrigée des erreurs planimétriques des déformations du relief. Elle est alors superposable à une carte. Après cette rectification, l'image ont des coordonnées réelles (coordonnées Laborde).

#### **4. Précision de l'ortho photo**

La précision de l'orthophotographie est en fonction des facteurs suivantes :

- l'échelle de prise de vue aérienne,
- la qualité de prise de vue aérienne,
- l'échelle de l'orthophotographie,
- la résolution d'échantillonnage du MNT,
- la précision de scannage,
- la précision des points de calage,
- logiciel de traitement

### **Précision planimétrique de l'orthophoto**

$$E_P = \pm 0.015 * E_C \quad (1) \quad [2] E_P : \text{précision planimétrie}$$

$E_C$  : inverse de l'échelle du cliché ou photo

### **Précision altimétrique de l'orthophoto**

La précision altimétrique peut se calculer par la formule suivante :

$$E_Z = 0.015 * \frac{B}{H} * E_C \quad (2) \quad [2] E_Z : \text{Précision altimétrie}$$

$$\frac{B}{H} : \frac{2}{3}$$

B : base de camera

H : altitude

## **5. Extraction de l'orthophoto :**

Notre zone d'étude se trouve dans la commune d'Alakamisy Fenoarivo. Nous avons découpé l'image en fonction de la zone de travail.

En coordonnées, on a :

$$X_{\min} = 501\,817.171 \text{ m}$$

$$Y_{\min} = 790280.947 \text{ m}$$

$$X_{\max} = 504289.471 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 794400.171 \text{ m}$$

## **6. Choix des points d'amer :**

Les points d'amer sont des points de calage identifiables à la fois sur terrain et sur l'orthophoto. Il est important de bien déterminer les points de calage. Chaque point doit être précis, bien défini, nombreux et identifiables sur terrain puisque ce sont eux qui conditionnent le calage de l'orthophoto. Ils doivent être repartis et bien encadrer le périmètre afin de faciliter l'interpolation et permettre d'avoir une correction homogène.

PARTIE I

I

TRAVAUX DE TERRAIN

## **A. Reconnaissance :**

La reconnaissance permet de :

- vérifier l'existence des points d'amer sur le terrain ;
- vérifier la faisabilité des observations à effectuer ;
- fixer l'emplacement des sommets.

Le choix de l'emplacement dépend des points d'amer. Les sommets sont implantés de manière à être visibles l'un de l'autre et permettre d'apercevoir le maximum de points de détails.

### **1. Matérialisation et numérotation :**

Pour garantir la précision, les points sont matérialisés à partir des piquets de 20cm de façon stables, précis et durables.

### **2. Les matériels et le personnel :**

#### **Personnel :**

Pour assurer le bon fonctionnement des opérations sur terrain, il faut bien organiser le travail dès la reconnaissance. Ainsi, l'équipe est composé de 5 personnes dont :

- Un opérateur qui manipule l'appareil et faire les observations ;
- Un secrétaire, prend les observations et faire les calculs. Au cas où les lectures sont hors tolérance, il signale l'opérateur ;
- Deux portes prismes ayant le rôle de placer les prismes sur les points à lever en assurant sa verticalité et le déplacer selon la directive du croquisseur ;
- Un croquisseur qui prend en charge le repérage de la zone à lever.

#### **Les appareils :**

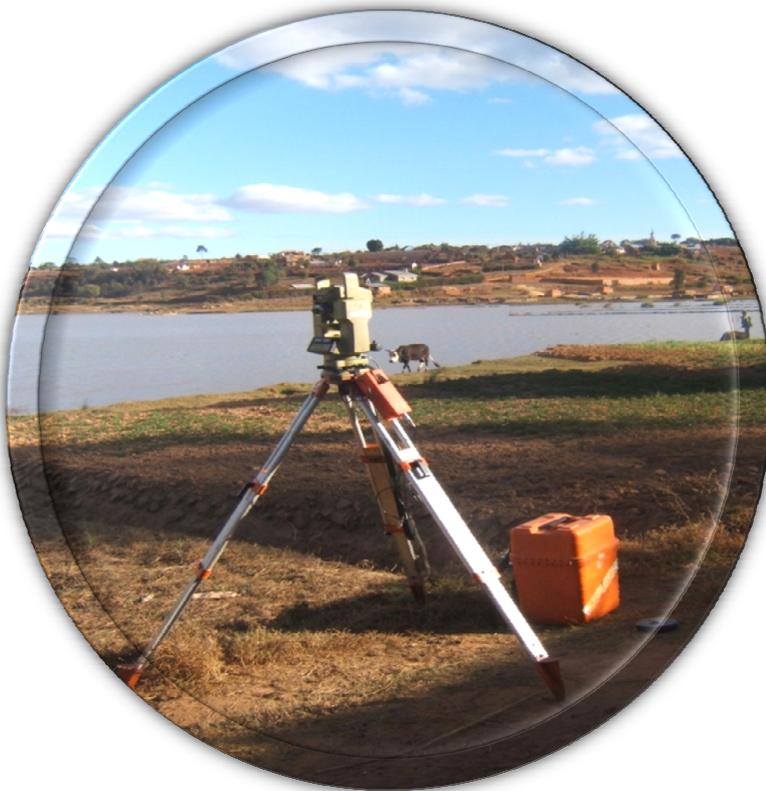
##### **Une station totale**

C'est un théodolite électronique couplé à un distancemètre, un appareil de base pour les mesures d'angles. Grace à cet appareil, la mesure de distance devient simple, rapide et précise même sur de longues portées.

Caractéristiques du Station Totale Leica Wild TC1610

**Tableau.6** :Caractéristique de l'appareil station total

Caractéristiques de l'appareil	
Précision de Distance par km	$\pm 2 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$
Portée maximale	2500 m
Portée minimale	1.7 m
Précision angulaire	3 mgon
Déviatoin standard en angle Hz	0.5 mgon
Précision de centrage	$\pm 0.1 \text{ gon}$
Sensibilité nivelle circulaire	$8' / 2 \text{ mm}$
Sensibilité nivelle torique	$30'' / 2 \text{ mm}$
Grossissement	30 fois
Diamètre de la lunette	42 mm
Poids net	5.5 Kg



**Fig.2:**Station total avec le trépied

**Les accessoires :**

➤ **Trépieds**

C'est un instrument topographique qui supporte l'appareil ; composé de 3 jambes coulissantes qui supportent.

➤ **Prismes**

**B. Méthodes d'observation des points d'amer :**

**I. Polygonation :**

Le canevas est composé de 9 stations. La polygonation sert à l'établissement des points d'amers utiles pour le calage.

On établit :

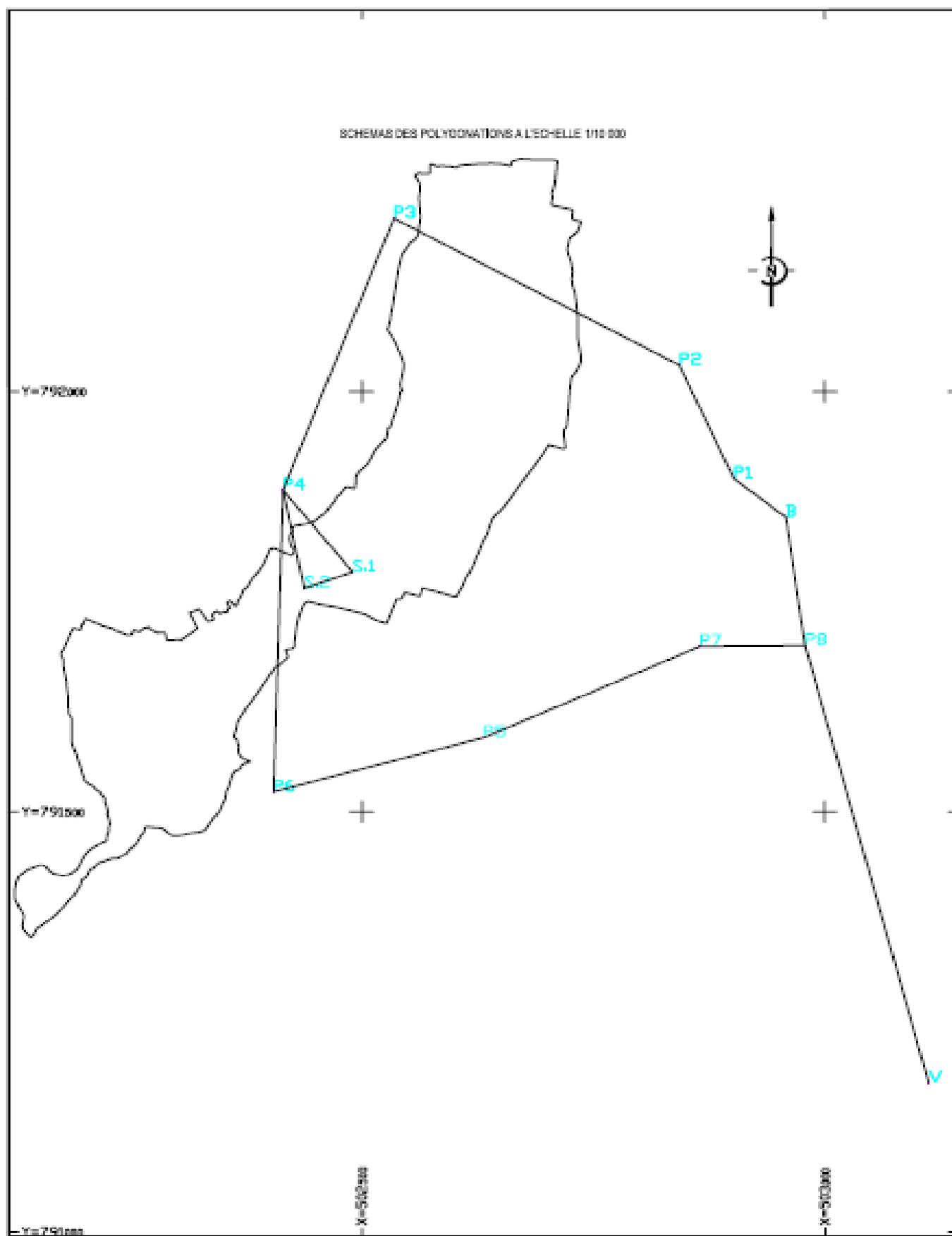
- 2 polygonations, l'une pour le calage de l'ortho photo. L'autre estrattachée par la polygonation principale pour le levé de comparaison.
- Cheminement encadré pour générer le Modèle Numérique de Terrain et pour réaliser la courbe de niveau

La détermination de ces points polygonaux est faite par cheminement, avec une station totale qui nécessite des différentes corrections dans la projection Laborde.

Il existe 2 types de cheminement :

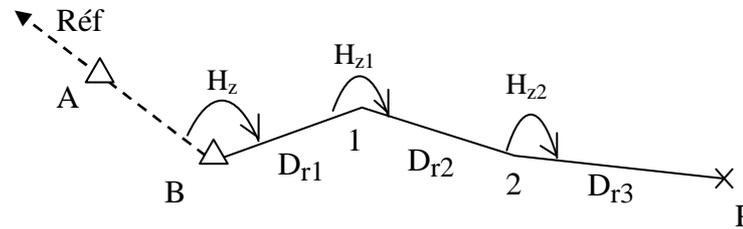
- Cheminement encadré : deux points connus en coordonnées en partant le cheminement à l'un et en le fermant à l'autre point ;
- Cheminement fermé : en partant à un point d'appui connu en coordonnées et en arrivant sur ce même point.

Dans le cas de la détermination des points d'amer, on a choisi le cheminement fermé. Le cheminement est débuté à partir de borne géodésique près du bloc 9. Donc, le cheminement est rattaché à la projection Laborde.



**Fig.3:** Schéma polygonation fermé

Principe de cheminement :

**Fig.4:** Principe de cheminement

Pour connaître les coordonnées des points, il faut s'appuyer sur les points existants A et B par exemple. Le calcul consiste en une suite de rayonnement.

Pour faire les calculs, il faut connaître les distances réduites à la projection  $D_r$  déduites des longueurs  $D_h$  mesurées sur terrain en stationnant chaque sommet du parcours.

Les gisements sont déduits à partir de l'observation des angles horizontaux entre les côtés.

Sur terrain, on mesure à chaque station l'angle horizontal et la distance horizontale entre station. Les lectures d'angles sont réalisées en stationnant tous les sommets du cheminement.

Pour les contrôles des mesures et calculs, il faut fermer le parcours sur un couple de points connus pour le cheminement encadrés et fermer au point de départ pour le cheminement fermé.

Notons bien que la visée sur la référence est toujours beaucoup plus longue que celles sur les points de canevas. C'est une condition nécessaire pour réduire l'influence des erreurs de pointé sur les visées d'orientation.

### **I.1. Mesure des angles horizontaux**

L'angle horizontal est l'angle que fait la référence avec le point visé. Pour minimiser l'erreur et avoir plus de précision sur les observations, on mesure les angles par tour d'horizon avec répétition.

On dit qu'on effectue un Tour d'horizon lorsque qu'on choisit une direction comme référence et vise successivement des points à partir d'une seule station et en le fermant sur cette référence à une nouvelle lecture.

La réitération est un procédé consistant à décaler l'origine du limbe entre deux séquences.

Séquence c'est un ensemble de lectures effectuées à partir d'une même station sur des directions différentes avec la même position des cercles horizontaux, en fermant la lecture à la référence.

Les observations :

- On stationne au point de station, on vise la référence. Puisque l'ESPA n'a pas des embases pour assurer des observations à centrage forcé, on vise sur le bas du prisme pour minimiser l'erreur de l'angle horizontal;
- Dès que la visée de référence est faite, on introduit l'origine 0 ;
- à chaque visée, on doit avoir au moins trois pointés en basculant le fin pointage pour avoir plus de précision ;
- On vise l'autre point;
- On effectue le Double retournement (CG, CD). Cela permet :
  - de doubler les lectures et donc de diminuer le risque de faute de lecture ;
  - de ne pas toujours lire sur la même zone du limbe, donc de limiter l'erreur due aux défauts de graduation du limbe ;
  - d'éliminer les défauts de collimation horizontale et de tourillonnement
- le secrétaire calcule la moyenne des lectures ainsi que l'angle. S'il est hors de tolérance ou s'il y a une faute de lecture, on refait tout de suite les observations ;
- après on change d'origine.
- Cette méthode est la même pour chaque station.
- les observations faites, on change de station en visant comme référence la station précédente.

### **I.2. Mesure des angles verticaux**

C'est l'angle mesuré dans le plan vertical.

La détermination de l'angle est faite par double retournement à chaque origine. L'intérêt de faire cette méthode est de limiter les fautes de lecture et d'éliminer certaines erreurs systématiques ou accidentelles entre autre le  $z_0$  de l'appareil.

La méthode d'observation est la même que sur l'angle horizontal en visant le centre du prisme.

A chaque origine, la valeur de l'angle vertical est donnée par

$$V_1 \text{ ou } V_2 = \frac{(400-CD)+CG}{2} ; \text{ et on fera la moyenne } V(\text{gon}) = \frac{V_1+V_2}{2}.$$

### **I.3.Mesure de distance**

La distance obtenue est la distance suivant la pente. Elle est obtenue en faisant la moyenne de 4 séquences.

### **I.4. Le levé d'altitude :**

Puisque le terrain est presque plat, on a déterminé l'altitude par nivellement indirect.

## **II. Levé de comparaison**

Pour vérifier et légitimer la méthodologie choisie, nous avons fait un lever direct d'1ha pour pouvoir le comparer le levé numérisé.

Le levé des détails est une opération qui consiste à représenter sur un plan des certains éléments constituant les figures sur le terrain. Les levés sont rattachés à partir des points du canevas d'ensemble ou points de cheminement.

### **II.1.Détails à lever**

Le choix des détails dépend de l'utilisation du plan, les caractéristiques des plans tels que leur type et la taille. Ici, l'objectif est de le comparer avec l'ortho photo, signifie donc qu'on doit avoir plus de détails précis et bien définis sur l'image.

### **II.2.Croquis du levé**

Les points visés doivent figurer sur le croquis pour faciliter la réalisation du plan définitif. Le croquis doit être lisible et comporter la nature de chaque point.

### **II.3.Echelle du levé**

L'échelle est le rapport d'une dimension mesurée sur le plan par la dimension sur le terrain. L'échelle doit permettre la lecture et l'exploitation du plan topographique, et notamment des éléments indispensables aux études basés sur ce plan. Il doit correspondre à la surface du terrain car on ne peut pas faire un plan très grand.

On a choisi 1/1000 l'échelle de levé de comparaison avec une précision de 10cm. L'échelle de l'orthophoto est de 1/2 500. Si on diminue l'échelle de levé de comparaison à

celle de l'ortho, on est sûr d'avoir une maximum précision. Le plan ainsi obtenu sera le plan de référence.

#### **II.4.Méthode**

Le levé de détails se fait à partir de la méthode par rayonnement en stationnant sur les points de base.

#### **II.5.Carnet de terrain**

Les données obtenues sur terrains doivent mentionnés dans le carnet du levé. Tels que :

- ❖ Hauteur d'appareil ( $h_a$ )
- ❖ Angle Horizontal (Hz)
- ❖ Angle Vertical (Vl)
- ❖ Les observations
- ❖ Les coordonnées des points de levé
- ❖ Les distances inclinées

Après 20 points, on révisé la référence pour le contrôle.

**Voici un extrait de levé****Tableau.7** : Extrait de levé de comparaison

Station	Points	Hz	V	D	Observation	
S2 Ha: 1,38m Hp: 1,5	S1	0			station	
	1	159,8198	101,104	20,387	Haut talus	
	2	165,8002	101,7016	23,88	Haut talus	
	3	178,4972	101,6032	25,365	Haut talus	
	4	192,4909	102,0742	24,541	Digue	
	5	198,862	101,904	28,171	Haut talus	
	6	232,4445	102,244	21,322	fefy	
	7	292,1801	101,6816	29,789	Haut talus	
	8	343,8607	100,8988	21,055	Bas talus	
	9	315,9717	100,7897	64,621	Bas talus	
	10	341,2197	105,916	11,325	Haut talus	
	11	329,4732	100,8924	58,328	Haut talus	
	12	343,867	101,567	26,179	Bas talusTN	
	13	333,676	100,5197	53,46	Haut talus	
	14	337,3863	101,5157	33,284	Haut talus	
	15	339,2561	101,0461	50,597	Bas talus	
	16	345,4093	101,3495	37,503	Bas talus	
	S1	399,9995				
	17	344,9383	101,1156	46,983	Bas talus	
	18	348,1511	102,4644	36,222	rivière	
	19	346,5955	102,1257	41,102	TN	
	20	346,5891	101,0603	52,226	Haut talus	
	21	341,0821	101,1434	50,082	Fond Canal	
	22	343,1592	102,6689	51,649	Canal	
	23	340,6375	101,4665	53,722	rivière	
	24	333,955	101,2483	56,148	Haut talus	
	25	337,2598	102,1415	57,514	Bas talus	
	26	333,9023	101,3455	58,963	Bas talus	
	27	343,9782	100,556	63,217	Haut talus	
	28	338,942	100,7034	61,786	Haut talus	
	29	316,1755	100,1392	68,549	Bas talus	
	30	306,4378	99,9373	74,389	Canal	
	31	304,613	100,8928	69,526	Haut talus	
	32	300,0748	99,7996	81,338	Haut talus	
33	299,0748	100,1251	76,389	Haut talus		
34	304,3159	100,7433	86,561	Haut talus		

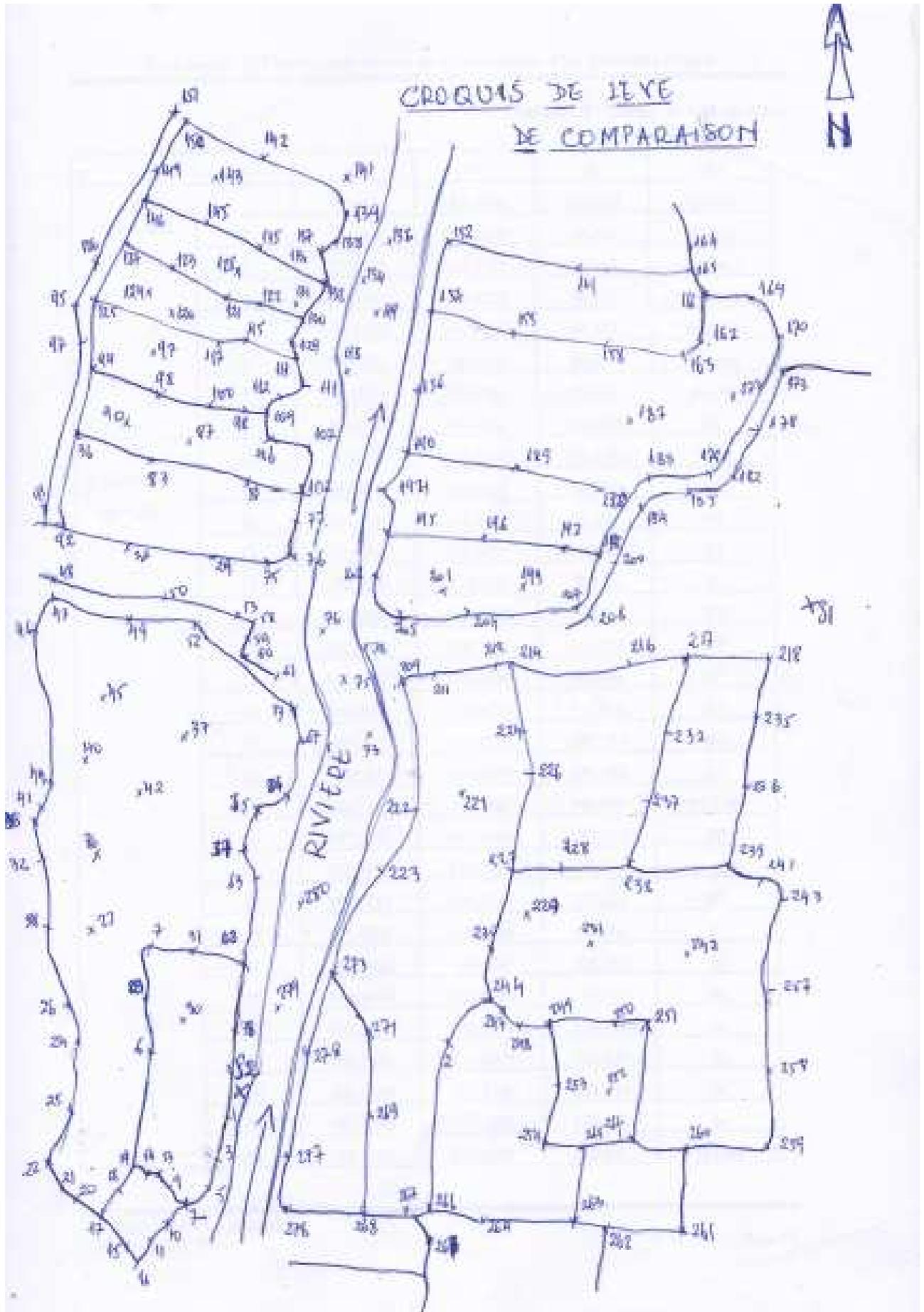
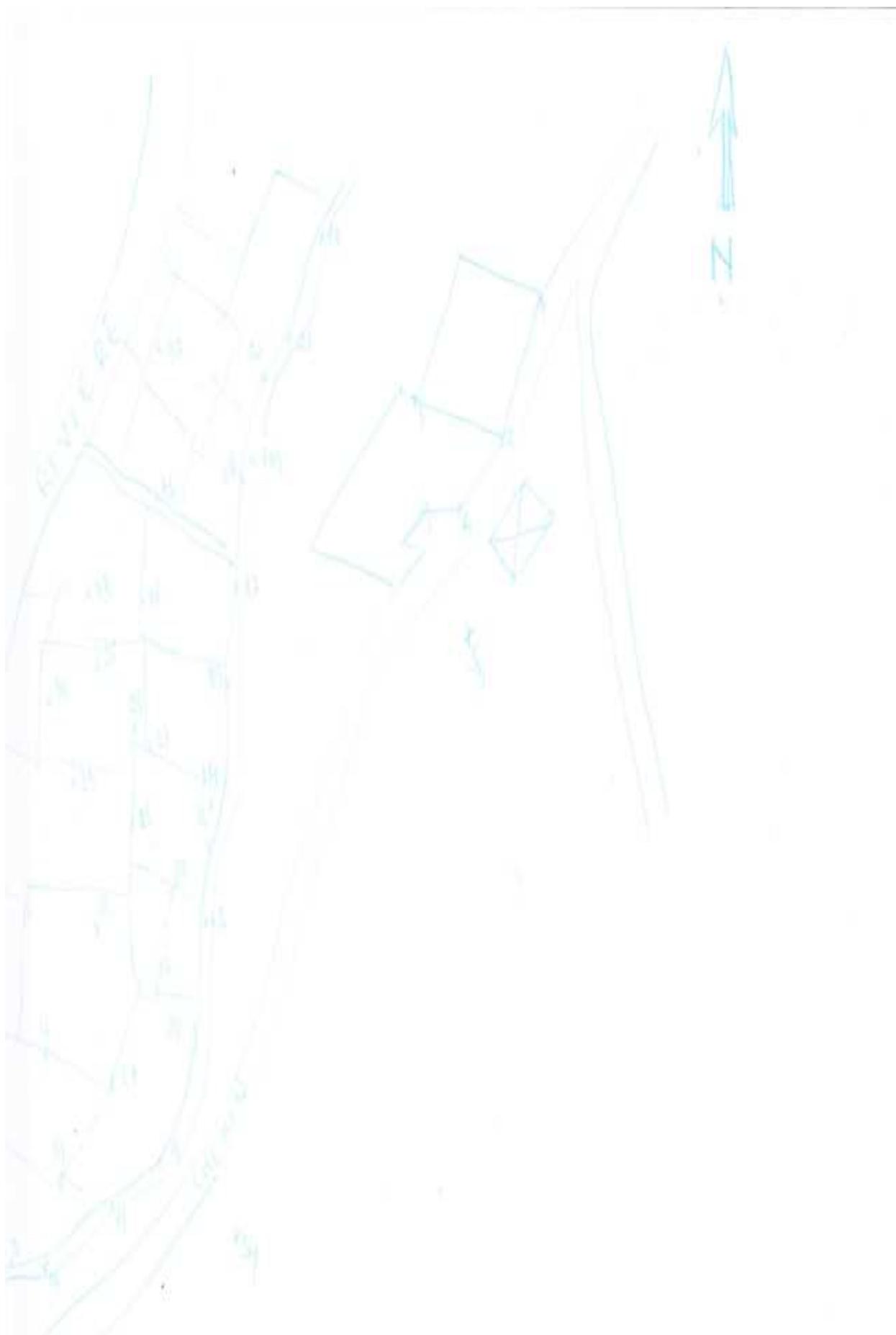


Tableau.8 :Extrait de levé de détail

S	Pt	Hz	V	D	Obs
S3 ha= 1,585 hp=1,50	1	0,0001	104,4896	105,012	Tambo
	2	398,064	104,2999	69,243	Tambo
	3	373,0712	103,5752	74,842	Tambo(coin)
	4	357,8181	103,4272	39,981	Tambo(coin)
	5	314,8505	99,7969	41,347	Tambo(coin)
	6	376,1398	103,444	44,597	Tambo(coin)
	7	396,9955	104,0781	29,682	point coté
	8	264,1923	97,4932	252,136	S4
S4 ha=1,664 hp=1,50	S3	0,0002	102,5563	252,1785	S3
	9	392,616	116,0594	69,009	Canal
	10	393,353	114,6177	73,929	Haut talus
	11	371,6613	104,5451	248,769	Bas talus
	12	399,4026	110,336	107,46	Canal
	13	376,3401	105,4392	207,586	Haut talus
	14	397,6951	109,7589	111,836	Haut talus
	15	378,6852	105,6646	193,191	Haut talus
	16	396,9525	110,6143	110,618	Bas talus
	17	389,601	112,7333	107,533	Bas talus
	18	377,37	106,4827	189,243	Bas talus
	19	386,1465	113,704	103,899	PT Coté
	20	377,3092	107,3986	187,818	Bas Talus
	21	375,3598	116,2015	99,386	Point coté
	22	375,5953	107,1446	187,028	Haut talus
	23	375.7891	116.4745	103.966	Canal
	24	372.7582	106.369	203.362	Haut talus
	25	382.1893	115.2033	107.585	Bas talus
	26	373.1378	105.3895	220.704	Haut talus
	27	383.2581	113.0309	125.870	Bas talus
	28	369.4381	105.5736	231.510	Haut talus
	29	383.3743	112.1381	127.392	Haut talus
	30	368.1336	116.3993	119.041	Point coté



**PARTIE I**  
**II**

**TRAVAUX DE BUREAU**

## A. Points d'amers

### I. Calculs :

#### 1. Angles horizontaux pour la première polygonation:

C'est le traitement des observations. A tous les soirs, on vérifie les observations sur le carnet et on fait des calculs pour éviter les retours sur terrain.

##### a. Moyenne des lectures à chaque visée :

$$L = \frac{\sum_i^n l_i}{n} \quad (3) \quad [5]$$

n : nombre de lecture

$\sum_i^n l_i$  : somme de lecture

L : lecture de chaque visé

##### b. Contrôle :

Le contrôle des erreurs de lectures angulaires est réalisé en partant d'une direction connue et en refermant les lectures d'angles sur une direction connue.

##### c. Calcul des angles au sommet à chaque séquence:

L'angle au sommet est la différence des lectures entre la référence et le point visé. En général, on détermine les angles au sommet par la formule suivante :

$$H_i = [(L_{S(i+1)} - L_{Ref})_{CG} + (L_{S(i+1)} - L_{Ref})_{CD}] / 2 \quad (4) \quad [5]$$

##### d. Moyenne des angles au sommet:

Elle est définie par :

$$H_i = \frac{H_{i(0)} + H_{i(100)}}{2} \quad (5) \quad [5]$$

$H_{i(0)}$  : angle au sommet d'origine 0

$H_{i(100)}$  : angle au sommet d'origine 100

**2. Angle vertical :**

De même pour l'angle vertical, on cherche les valeurs des angles.

- a. Calcul des angles de chaque séquence:

$$V_{1ou} V_2 = (V_{CG} + (400 - V_{CD}))/2 \quad (6) \quad [5]$$

- b. L'angle vertical de chaque visé :

$$V = (V_1 + V_2) / 2 \quad (7) \quad [5]$$

**Tableau.9** :Caractéristiques des sommets

S	Pt Visé	ha / hp	AH				AV		D				
			origine	Cercle	lecture	moyenne	angles	lecture	angles	lecture	moyenne		
B	V	1,5 / 1,5	0	CG	399,9993	399,999	158,1176						
				CD	199,9984								
			100	CG	100,0002								
				CD	299,9982								
	P1		0	CG	158,1189	158,1165		230,0798	299,8532	100,1461	145,368	145,368	
				CD	358,1133								
			100	CG	258,1139								
				CD	58,1168								
P1	B	1,4 / 1,5	0	CG	399,9998	399,9973	230,0798						
				CD	199,9904								
			100	CG	100,0008								
				CD	299,9983								
	P2		0	CG	230,0788	230,769		159,0058	298,8791	101,1194	294,175	294,175	
				CD	30,0711								
			100	CG	330,0824								
				CD	130,0754								
P2	P1	1,44 / 1,5	0	CG	0,0019	399,9985	159,0058						
				CD	200,0007								
			100	CG	99,9986								
				CD	299,9926								
	P3		0	CG	159,0103	159,0042		298,4759	101,5272	709,412	709,412		
				CD	359,0047								
			100	CG	259,0029								
				CD	58,9989								
P3	P2	1,45 / 1,5	0	CG	399,9982	399,9969	89,6954						
				CD	199,9933								

Exploitation de l'orthophoto en vue de détermination d'un périmètre irrigué

	P4		100	CG	99,9988	89,6922												
				CD	299,9972													
			0	CG	89,6927							301,5202	690,363					
				CD	289,6884									98,4896				
			100	CG	189,6957							301,5204		690,365				
				CD	389,6921									98,481	690,362			
P4	P3	1,38 / 1,5	0	CG	0,0002	399,999	179,3398											
				CD	199,9974													
			100	CG	100,0008							179,3388	718,7					
				CD	299,9976													
	P5		0	CG	179,3404	300,0093						99,9956		718,7				
				CD	379,3376													
	100		CG	279,34	300,0112	718,7												
				CD									79,3371		100,0031	718,7		
	P5		P4	1,42 / 1,5	0	CG						0	399,9989	149,8679				
						CD						199,9978						
100		CG			100	149,8568	535,034											
		CD			299,9981													
P6		0	CG		149,829	301,4536		98,5521	535,04									
			CD		349,8644													
			100		CG	249,8688	301,4561			535,032								
					CD	49,865					98,5581	535,036						
P6	P5	1,39 / 1,5	0	CG	0,0022	0,0004	89,3943											
				CD	200,0043													
			100	CG	100,0006							299,3832	920,733					
				CD	299,9933													
	P7		0	CG	89,3998	1000,6292						100,6227		920,73				
				CD	289,3943													
	100		CG	189,3932	299,3853	920,733												
				CD									389,3896		100,63	920,731		

Exploitation de l'orthophoto en vue de détermination d'un périmètre irrigué

P7	P6	1,45 / 1,5	0	CG	399,9996	399,9988	258,2465										
				CD	199,997												
			100	CG	99,9993												
				CD	299,9964												
	P8		0	CG	258,2464	258,2445						301,8177	98,1878	226,931	226,932		
				CD	58,2431												
			100	CG	358,2462											98,1956	226,932
				CD	158,2423												
P8	P7	1,41 / 1,5	0	CG	0,0023	0,0004	91,9501										
				CD	399,9992												
			100	CG	100,0007												
				CD	299,9928												
	B		0	CG	91,9525	91,951						299,3544	100,6525	308,281	308,281		
				CD	291,9492												
			100	CG	191,9485											100,6574	308,281
				CD	391,9458												
					299,353		308,281										
					100,6579		308,281										

### 3. Calcul de gisement approché :

On rappelle que le gisement d'une direction est l'angle horizontal mesuré positivement dans le sens horaire entre l'axe des ordonnées du système de projection utilisé et cette direction.

$$G_{(i, i+1)} = G_{ref} + H_i \pm 200 \text{ gon}(8) \quad [1]$$

$G_{(i, i+1)}$ : gisement de i, i+1

$G_{ref}$ : gisement de référence

$H_i$ : angle au sommet

Le gisement de départ est obtenu à partir des coordonnées de station B et la référence V et chaque gisement est calculé par cette formule.

Voici les caractéristiques des points B et V

**Tableau.10** : Coordonnées des points de départs

Points	X	Y	Z	G	Dh
B	503772,88	792350,04	1284,760	385,657	1380.379
V	504081,24	791004,55	1406,011		

## II. Distance horizontale :

Avec un théodolite, la distance obtenue sur terrain est toujours la distance suivant la pente. On devrait réduire cette distance à l'horizontale, dont la formule est :

$$Dh = Dp \cos V(9) \quad [1]$$

V : le gisement

Dh : la distance horizontale en mètre réduite à l'horizon

Dp : distance suivant la pente

## III. Nivellement indirect:

### 1. Principe :

Le nivellement permet de déterminer la dénivelée entre point de station A et le point de visé B visé à partir des coordonnées planimétriques de A et B et l'angle vertical V.

Dans le nivellement indirect, on mesure la distance et l'angle d'inclinaison entre le repere et les points à déterminer.

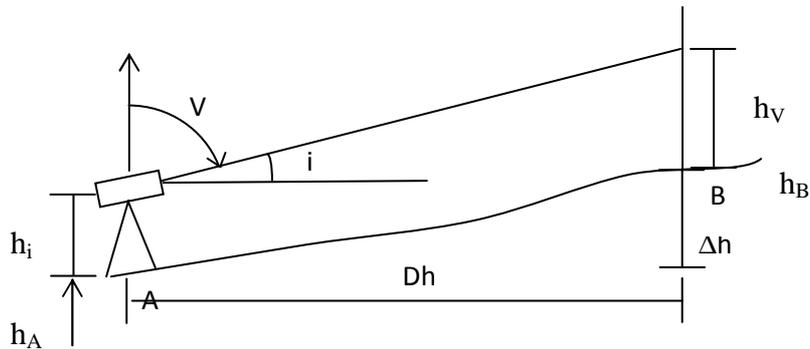


Fig 7 : Principe de nivellement indirect

## 2. Précision :

On a des mesures de distance au cm près et l'angle au dmgr.

## 3. La correction à appliquer :

Une correction appelée Correction Niveau Apparent NA doit être appliquée dès que la distance atteint plusieurs centaines de mètres tel que

$$NA (m) = \frac{Dh^2(Km)}{15.2}(10) [1]$$

## 4. Calcul de Z :

La dénivelée entre 2 points est exprimée par

$$\Delta H = h_i + Dh \cot g V - h_v + NA(11) [1]$$

$H_i$  : hauteur d'appareil (m)

$H_v$  : hauteur prisme (m)

$V$  : angle zenithal (gon)

$Dh$ : distance horizontale (m)

$NA$  : Niveau Apparent(m)

Cette correction est toujours de même signe que  $ha$

L'altitude devient donc :

$$Z_{i+1} = Z_i + \Delta H(12) [1]$$

$Z_{i+1}$  : altitude du point de visée(m)

$Z_i$  : altitude du point de station connu(m)

**Tableau.11** : Calcul des altitudes

Pts	Ha/Hp	Dh	NA	Dn	Z
V					1406,011
B	1,34/1,5				1284,76
		145,3676	0,0014	-0,4922	
P1	1,4/1,5				1284,27
		294,1295	0,0058	-5,2666	
P2	1,44/1,5				1279,1
		709,2069	0,0335	-17,0431	
P3	1,45/1,5				1262,06
		690,1685	0,031	16,4085	
P4	1,38/1,5				1278,47
		718,3398	0,0345	-0,0359	
P5	1,42/1,5				1278,43
		534,8976	0,0191	12,1067	
P6	1,39/1,5				1290,54
		920,688	0,0565	-9,0594	
P7	1,45/1,5				1281,48
		226,84	0,0034	6,4124	
P8	1,41/1,5				1287,89
		308,2648	0,0063	-3,2434	
B					1284,65

#### **IV. Les différentes corrections inhérentes aux distances à appliquer :**

##### **1. Correction de distance au niveau de l'ellipsoïde :**

La distance sur l'ellipsoïde est la distance mesurée sur terrain, ramenée au niveau zéro. Cette quantité est importante pour une longue distance sur terrain.

$$D_0 = \frac{Dh \cdot R}{R+h} (13) [1]$$

Dh : distance horizontale

R : rayon de la Terre

h : l'altitude moyenne du segment

D<sub>0</sub> : distance en mètre réduite à l'ellipsoïde

## 2. Réduction à la corde

C'est la correction  $dv$ . Lors de l'observation angulaire, les triangles observés sont des triangles sphériques dont la concavité tourne autour de l'isomère central. On appelle correction  $dv$  la correction du triangle sphérique en la ramenant au triangle plan.

Les corrections de  $dv$  sont effectuées sur toutes les visées soit aux gisements observés, soit aux directions observées afin d'obtenir les gisements réels à introduire dans les calculs.

La correction  $dv$  est à considérer lorsqu'on fait des mesures de long visé. Elle est indispensable pour la fermeture angulaire.

Dans la projection Laborde, la correction de  $dv$  est donnée par la formule :

$$dv'' = \gamma * \eta_{1/3} * D * \sin (V - 21^G) \quad (14) \quad [2]$$

Le calcul de  $\eta_{1/3}$  se fait de manière suivante :

$$\eta_{1/3} = \frac{2\eta_{station} + \eta_{visée}}{3}$$

$\eta$  est calculable à partir de la formule suivante :

$$\eta_{station} = (X_{station} - 400\,000) \cos 21^G - (Y_{station} - 800\,000) \sin 21^G \quad (15) \quad [2]$$

où

$dv''$  = correction

$\gamma$  =  $7.78 \cdot 10^{-9}$

$\eta_{1/3}$  = distance par rapport à l'isomère

$D$  = distance horizontale

$V$  = gisement de la corde

### 3. Correction à la projection

On appelle correction à la projection, la quantité algébrique que l'on ajoute à  $D_0$  pour obtenir la distance définitive  $D_{proj}$ .

Pour transformer la distance à l'ellipsoïde en distance à la projection, on applique les formules suivantes

$$D_{proj} = K * D_0(16) [3]$$

$K$  : Altération linéaire

$D_0$  : Distance à l'ellipsoïde en m

En considérant la table de projection Laborde  $\eta$  en Km, on utilise la Table Indirecte à partir d'un abaque qui sera présenté à l'annexe pour réduire à la projection la distance sur l'ellipsoïde.

Il est représenté sous forme d'une table. En connaissant la distance du lieu à partir de l'isomère central, l'abaque donne directement la valeur de l'altération linéaire  $K$ .

$\eta$  désigne la distance entre le parallèle et l'isomère centrale.

Un exemple de détermination d'altération linéaire :

Pour la station B,  $\eta_B = 100,655958$

Pour  $\eta = 100$                        $\longrightarrow$                        $K = 0.99962362$

$\eta = 110$                        $\longrightarrow$                        $K = 0.99964958$

D'où la différence entre 110 et 100 ;

10 correspond à  $k = 0.00002596$

0.655958 correspond à  $k = 0.00000170$

Donc pour  $\eta_B = 100,655958$  ;  $k = 0.99962432$

De même pour les autres stations.

Tableau.12 : Calcul de la distance de projection

Pts	Dh	G	X	Y	Z	Moyenne d'alti	Do	η(km)	η1/3 (m)	dV"	K	Kmoy	Dproj
V			504081,24	791004,55	1406,011								
P8		385,657											
B			503772,88	792350,04	1284,76			100,655958		0	0,99962532		
	145,3676	343,7735				1284,52	145,338		100610,5693			0,99962515	145,2835201
P1			503660,5434	792442,3017	1284,27			100,519792		-0,2	0,99962497		
	294,1295	373,8533				1281,685	294,071		100453,6327			0,99962471	293,9606381
P2			503543,1088	792711,9705	1279,1			100,321314		-0,1	0,99962445		
	709,2069	332,8591				1270,58	709,066		100089,009			0,9996236	708,7991076
P3			502926,2931	793061,9889	1262,06			99,6243989		0,5	0,99962274		
	690,1685	222,5545				1270,265	690,032		99618,7766			0,99962272	689,7716647
P4			502686,8598	792414,6835	1278,47			99,6075432		-0,6	0,9996227		
	718,3398	201,8943				1278,45	718,196		99675,017			0,99962295	717,9252042
P5			502665,4883	791696,6617	1278,43			99,81990424		0,2	0,9996232		
	534,8976	151,7622				1284,485	534,79		99977,819			0,99962379	534,5888067
P6			503033,1048	791308,1086	1290,54			100,2935604		-0,7	0,99962438		
	920,688	41,1565				1286,01	920,503		100390,4743			0,99962476	920,1575905
P7			503587,7128	792043,0076	1281,48			100,5802203		-0,1	0,99962513		
	226,84	99,403				1284,685	226,795		100651,5303			0,99962541	226,7100449
P8			503814,5428	792045,1348	1287,89			100,7941319		-0,2	0,99962568		
	308,2648	391,3531				1286,27	308,203		100748,064			0,9996255	308,087578
B			503772,8013	792350,5605	1284,65								

**4. Application de ces corrections dans la détermination des coordonnées des points de calage :**

**a. Fermeture et tolérance pour un cheminement fermé :**

Fermeture angulaire :

$$f_a = \sum H_{i\text{ obs}} - \sum H_{i\text{ calc}} \quad (17) \quad [1]$$

Avec

$$\sum H_{i\text{ calc}} = 200 * (n + 1) = 1400 \text{ gon}$$

n : nombre de sommet, ici n = 9

$$\sum H_{i\text{ obs}} = 1400.012 \text{ gon}$$

D'où  $f_a = 12 \text{ mgon}$

Tolérance angulaire :

$$T_a = 60 \text{ mgon}$$

$f_a < T_a$ , On peut faire la compensation

Fermeture planimétrique :

$$f_p = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (18) \quad [1]$$

$\Delta x$  : fermeture en x au point B /  $\Delta x = 0.102 \text{ m}$

$\Delta y$  : fermeture en y au point B /  $\Delta y = 0.192 \text{ m}$

$$\text{AN : } f_p = \sqrt{0.102^2 + 0.192^2}$$

$$f_p = 22 \text{ cm}$$

Tolérance planimétrie

$$T_p = 25 \text{ cm}$$

$f_p < T_p$ , On peut faire la compensation

Fermeture altimétrique :

Le cheminement est fermé. La fermeture est donc la différence de l'altitude observé et calculé.

$$f_z = Z_{B\text{ obs}} - Z_{B\text{ calc}} \quad (19) \quad [1]$$

$Z_{B\ obs}$  : altitude observé en B

$Z_{B\ calc}$  : altitude exacte en B

$$AN : f_Z = 1284,65 - 1284,76$$

$$f_Z = -11\ \text{cm}$$

Tolérance :

La fermeture ne doit pas dépassé la tolérance

$$T_Z = \sqrt{36 * n + \frac{n^2}{16}} \quad (20) \ [1]$$

où

n : nombre de dénivelé, ici n = 9 alors

$$T_Z = \sqrt{36 * 9 + \frac{9^2}{16}}$$

$$T_Z = 18\text{cm}$$

$f_Z < T_Z$ , On peut faire la compensation

On repartit f proportionnellement à la valeur de chaque dénivelé.

### **b. Calcul des coordonnées des points :**

Connaissant le gisement et la longueur de chaque côté du cheminement, on calcule à partir des coordonnées du point de départ les coordonnées des autres sommets par rayonnements successifs.

$$X_{i+1} = X_i + Dh \sin G_{(i,i+1)} \quad (21) \ [1]$$

$$Y_{i+1} = Y_i + Dh \cos G_{(i,i+1)}$$

**Tableau.13** : Calcul des fermetures et compensation

Pts	$\Delta h$	$\Delta h$ comp	G	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta X$	$\Delta Y$
V							
P8							
			385,657				
B	152,4325	152,4312					
			343,7722				
P1	230,0798	230,0785		-112,274	92,156	-112,263	92,135
			373,8507				
P2	159,0058	159,0044		-117,378	269,460	-117,367	269,439
			332,8551				
P3	89,6955	89,6942		-616,483	349,728	-616,471	349,706
			222,5493				
P4	179,3397	179,3383		-239,24	-647,003	-239,228	-647,024
			201,8876				
P5	149,8679	149,8666		-21,284	-717,659	-21,272	-717,681
			151,7542				
P6	89,3942	89,3928		367,453	-388,283	367,464	-388,354
			41,147				
P7	258,2465	258,2452		554,179	734,536	554,191	734,514
			99,3922				
P8	91,9501	91,9488		226,7	2,114	226,711	2,093
			391,341				
B				-41,776	305,193	-41,765	305,172
	$\sum H_{i\text{obs}}=1400,012$	1400		$\Delta x=-0,103$	$\Delta y = 0,192$		

Les caractéristiques des stations**Tableau.14** : Les caractéristiques des stations

Pts	X	Y	Z	Dproj	G
V	504081,24	791004,55	1406,011		
					385,657
B	503772,88	792350,04	1284,76		
				145,2835201	343,7722
P1	503660,617	792442,175	1284,28		
				293,9606381	373,8507
P2	503543,25	792711,614	1279,12		
				708,7991076	332,8551
P3	502926,779	793061,32	1262,1		
				689,7716647	222,5493
P4	502687,551	792414,296	1278,52		
				717,9252042	201,8876
P5	502666,279	791696,615	1278,5		
				534,5888067	151,7542
P6	503033,743	791308,261	1290,62		
				920,1575905	41,147
P7	503587,934	792042,775	1281,57		
				226,7100449	99,3922
P8	503814,645	792044,868	1287,99		
				308,087578	391,341
B	503772,88	792350,04	1284,76		

Les calculs des points de la deuxième polygonale sont les mêmes opérations que la précédente.

**c. Les calculs de fermeture et tolérance :**

Fermeture planimétrique :

$$f_P = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (22) [1]$$

$\Delta x$  : fermeture en x au point P4 /  $\Delta x = -0.805$  m

$\Delta y$  : fermeture en y au point P4 /  $\Delta y = -0.030$  m

AN :  $f_P = \sqrt{0.085^2 + 0.030^2}$

**$f_P = 9\text{cm}$**

Tolérance planimétrie

$$T_P = 2.7 * \sigma_p * \sqrt{n} \quad (23) [1]$$

**$T_P = 2.7 * 2 * \sqrt{3} = 10 \text{ cm}$**

$f_P < T_P$ , On peut faire la compensation

Fermeture altimétrique :

Le cheminement est fermé. La fermeture est donc la différence de l'altitude observé et calculé.

$$f_Z = Z_{P4 \text{ obs}} - Z_{P4 \text{ calc}} \quad (24) [5]$$

$Z_{P4 \text{ obs}}$  : altitude observé en P4

$Z_{P4 \text{ calc}}$  : altitude exacte en P4

AN :  $f_Z = 1278,49 - 1278,48$

**$f_Z = 1 \text{ cm}$**

Tolérance :

La fermeture ne doit pas dépassé la tolérance

$$T_Z = \sqrt{36 * n + \frac{n^2}{16}} \quad (25) [5]$$

où

n : nombre de dénivelé, ici n = 3 alors

$$T_Z = \sqrt{36 * 3 + \frac{3^2}{16}}$$

**$T_z = 10\text{cm}$**

$f_z < T_z$ , On peut faire la compensation

On répartit  $f$  proportionnellement à la valeur de chaque dénivelé.

Les calculs et les valeurs obtenus sont présentés à partir de ce tableau :

**Tableau.15:** Coordonnées approchées des points du second polygonal.

Pts	Ha/Hp	$\Delta h/Dp$	V	Dh	G	$\Delta X$	$\Delta Y$	X	Y
P5									
					1,8876				
P4	1,39/1,5	29,5286						502687,553	792414,28
		247,409	105,7892	246,386	157,9027	151,309	-194,452		
S1	1,41/1,5	80,1016						502838,862	792219,828
		111,926	99,0053	111,912	277,8011	-105,177	-38,238		
S2	1,38/1,5	90,3698						502733,685	792181,59
		238,2	94,3704	237,269	387,4313	-46,54	232,66		
P4								502687,145	792414,25

**Tableau.15 :** Application des corrections.

Pts	Dn	Z	Moyenne d'alti	Do	$\hat{r}$ (km)	K	Kmoy	Dproj	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$\Delta X$ comp	$\Delta Y$ comp
P5												
P4		1278,48			99,6075432	0,9996227						
	-22,5734		1,26719	246,337			0,99962294	246,244	151,332	-194,340	151,357	-194,33
S1		1255,91			99,81447188	0,99962318						
	1,6595		1,25674	111,89			0,99962308	111,848	-105,007	-38,216	-104,982	-38,206
S2		1257,57			99,72735442	0,99962298						
	20,9203		1,26804	237,222			0,99962284	237,133	-46,410	232,526	-46,375	232,536
P4		1278,49			99,6075432	0,9996227						
	$\sum D_n = 0,0064$								$f_x = -0,085$	$f_y = -0,030$		

**Tableau.16:** Les coordonnées des points.

Pts	Dproj	X	Y	Z comp
P5				
P4		502687,553	792414,28	1278,48
	246,244			
S1		502838,91	792219,95	1255,91
	111,848			
S2		502733,928	792181,744	1257,57
	237,133			
P4		502687,553	792414,28	1278,48

**d. Fermeture et tolérance pour un cheminement encadré :**

Fermeture angulaire :

$$f_a = G'_{S_1S_2} - G_{S_1S_2} \quad (26) [5]$$

Avec  $G'_{S_2S_1}$  : gisement observé

$G_{S_2S_1}$  : gisement exacte

$$G_{S_2S_1} = 77,801 \text{ gon}$$

$$G'_{S_2S_1} = 77.809 \text{ gon}$$

D'où  $f_a = 8 \text{ mgon}$

Tolérance angulaire :

$$T_a = 2.7 * \sigma\alpha * \sqrt{n + 1} \quad (27) [2]$$

$\sigma\alpha$  : écart angulaire, on prend  $\alpha = 10''$

$$\text{AN : } T_a = 2.7 * 10 * \sqrt{11}$$

$$T_a = 89 \text{ mgon}$$

Fermeture planimétrique :

$$f_p = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (28) [2]$$

$$\Delta x = X'_{S_2} - X_{S_2} = 0.081 \text{ m}$$

$$\Delta y = Y'_{S_2} - Y_{S_2} = 0.040 \text{ m}$$

$$\text{AN : } f_P = \sqrt{0.081^2 + 0.040^2}$$

$$f_P = \mathbf{90\text{cm}}$$

Tolérance en planimétrie

$$T_P = 2.7 * \sigma_p * \sqrt{n + 1} \quad (29) [2]$$

$\sigma_p$  : écart planimétrique

n : nombre de points de station

$$\text{AN : } T_P = 2.7 * 2 * \sqrt{11}$$

$$T_P = \mathbf{180\text{cm}}$$

Fermeture altimétrique :

La fermeture est donc la différence de l'altitude observée et calculée.

$$f_Z = Z_{S_2 \text{ obs}} - Z_{S_2 \text{ calc}} \quad (30) [2]$$

$Z_{S_2 \text{ obs}}$  : altitude observée en  $S_2$

$Z_{S_2 \text{ calc}}$  : altitude exacte en  $S_2$

$$\text{AN : } f_Z = 1257,44 - 1257,57$$

$$f_Z = \mathbf{-13 \text{ cm}}$$

Tolérance :

La fermeture ne doit pas dépasser la tolérance

$$T_Z = \sqrt{36 * n + \frac{n^2}{16}} \quad (31) [2]$$

où

n : nombre de dénivelées, ici n = 9 alors

$$T_Z = \sqrt{36 * 10 + \frac{10^2}{16}}$$

$$T_Z = \mathbf{19\text{cm}}$$

$f_Z < T_Z$ ;  $f_a < T_a$ ;  $f_P < T_P$ , on peut faire la compensation

On répartit f proportionnellement à la valeur de chaque dénivelée

---

Tableau.17 : Calculs des coordonnées

Sommets	ha/hp	V	Dh	$\Delta h(\text{gon})$	Gobs	Gcomp	$\Delta x$ obs	$\Delta y$ obs	$\Delta x$ comp	$\Delta y$ comp	Dn	Dn comp
P7												
P5	1,60/1,5											
		95,768	41,711		224,206	224,206	-15,48	-38,732	-15,488	-38,736	2,877	2,891
S3	1,59/1,5			251,703								
		97,498	251,936		275,909	275,908	-234,109	-93,084	-234,117	-93,08	9,997	10,012
S4	1,66/1,5			194,801								
		104,72	162,602		270,71	270,708	-145,691	-72,205	-145,683	-72,201	-11,969	-11,954
S5	1,68/1,5			348,011								
		105,37	133,833		18,721	18,718	38,786	128,089	38,778	128,081	-11,136	-11,122
S6	1,56/1,5			213,025								
		103,618	134,939		31,746	31,742	64,528	118,51	64,519	118,506	-7,617	-7,603
S7	1,62/1,5			234,557								
		100,717	176,002		66,303	66,298	151,91	88,882	151,902	88,878	-1,863	-1,858
S8	1,52/1,5			148,38								
		100,352	130,184		14,683	14,677	29,748	126,74	29,707	126,736	-0,7	-0,686
S9	1,47/1,5			232,262								
		100,35	145,69		46,945	46,939	97,948	107,851	97,94	107,847	-0,831	-0,826
S10	1,56/1,5			190,753								
		99,937	143,531		37,698	37,691	80,099	119,102	80,091	119,098	0,202	0,216
S2	1,38/1,5			240,111								
					77,809	77,801	104,99	38,21	104,982	38,206		
S1												

D'après les calculs, voici les coordonnées des points de cheminement.

**Tableau.18** : Les coordonnées des points de cheminement

Points	X	Y	Z
P5	502666,279	791696,615	1278,500
S3	502650.791	791657.8790	1281.391
S4	502416.6741	791564.7987	1291.403
S5	502270.9912	791492.5977	1279.449
S6	502309.7687	791620.6787	1268.327
S7	502374.2884	791739.1853	1260.724
S8	502526.1902	791828.0634	1258.866
S9	502555.8971	791954.7994	1258.180
S10	502653.837	792062.646	1257,354
S2	502733,928	792181,744	1255,57
S1	502838,91	792219,95	1255,91

Les coordonnées des points de détails et les points d'amer sont calculées et rattachées à partir des coordonnées polygonales. Toutes les données acquises avec la station totale ont été saisies grâce au software Covadis. Ce logiciel calcule toutes les coordonnées.

C'est un logiciel de traitement des données topographiques.

Procédures :

- Ouvrir Covadis

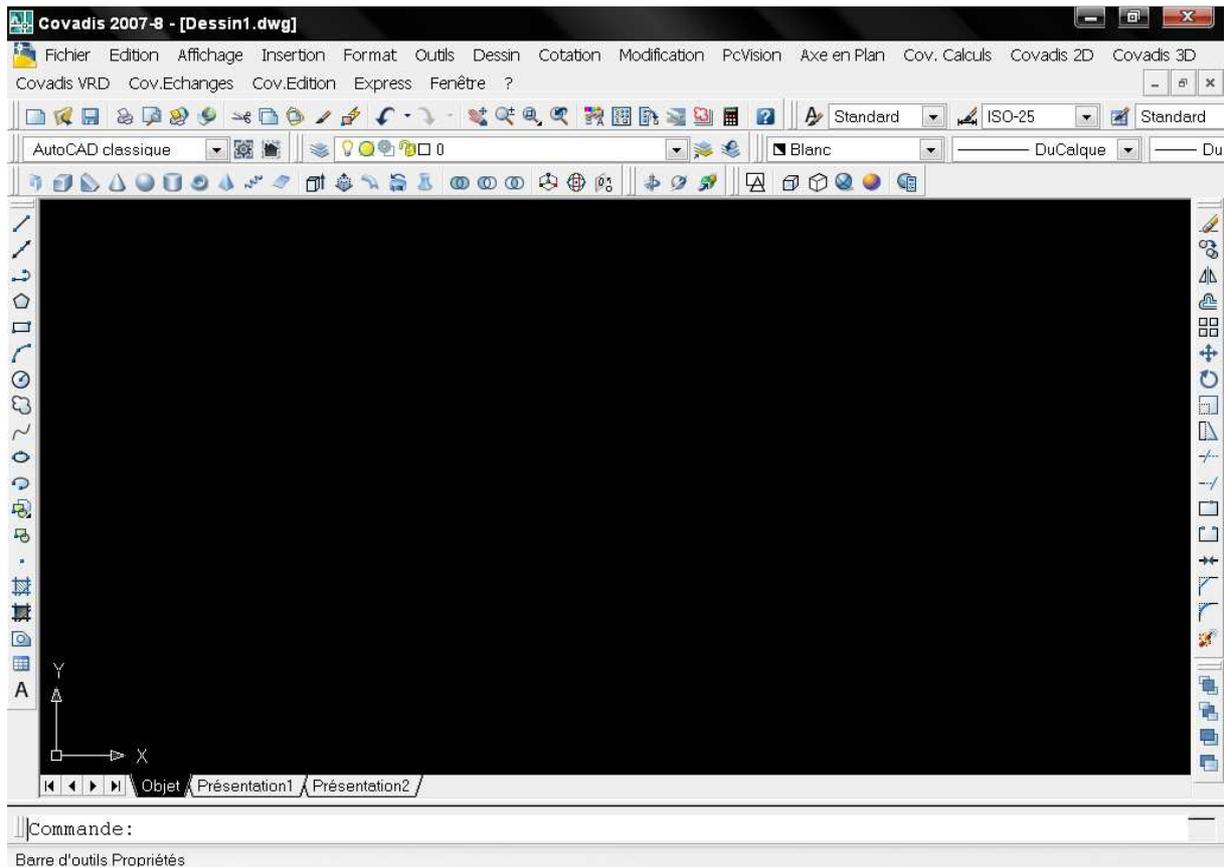


Fig.5: Interface de Covadis

- Dans le menu **Cov.calculs**, on choisi **Edition Géobase**

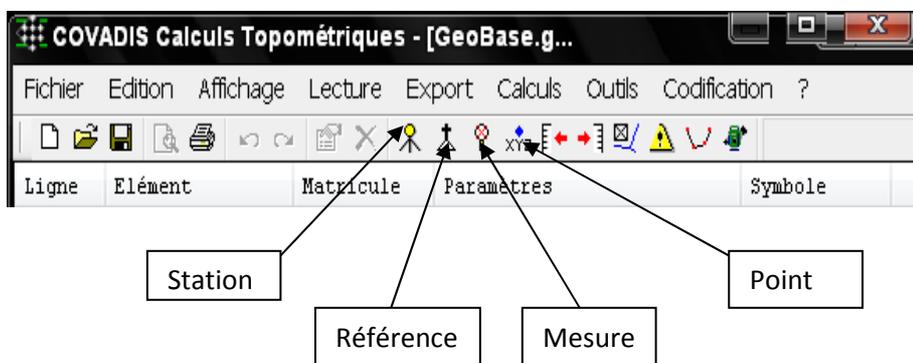


Fig.6: Interface d'édition géobase

- On clique à chaque onglet et on introduit les données. L'onglet **Point** est choisi pour saisir les coordonnées des points connus.
- Dans le menu **Calcul**, on choisit **Points rayonnés**. Dans l'onglet **Stations à calculer**, on ajoute les stations calculables. On clique enfin sur **Calculer** pour obtenir les coordonnées des points.

Les coordonnées des points d'amer

**Tableau.19** : Coordonnées des points d'amer

Points	X	Y	Z
a	503449.005	792867.298	1271.959
B	502903.411	793143.545	1263.029
C	502894.038	793187.772	1263.546
D	502546.638	792473.828	1288.491
E	502544.836	792465.568	1288.737
F	502542.673	792462.500	1288.852
G	502670.002	791761.081	1274.071
H	502661.454	791726.293	1276.934
I	502633.826	791730.741	1277.121
J	502642.924	791701.952	1278.997
K	503057.904	791312.866	1288.231
L	503067.474	791313.570	1287.976
M	502997.274	791269.723	1290.732

- Cliquez sur **Génération du Dessin** dans le menu **codification** pour générer le dessin  
Voici un extrait des coordonnées des points de détails

**Tableau.20** : Extrait des coordonnées des points de détails

Point	Hp	X	Y	Z
1HT	1.75	502721.942	792164.301	1256.510
2	1.75	502718.196	792162.745	1256.225
3HT	1.50	502713.686	792165.168	1256.474
4	1.50	502711.401	792170.207	1256.314
5HD	1.50	502707.020	792171.156	1256.271
6	1.50	502712.292	792184.656	1256.361
7	1.50	502719.830	792207.760	1256.326
8	1.50	502740.374	792201.050	1256.816
9	1.500	502727.097	792245.529	1256.312
10	1.50	502736.655	792191.985	1256.062
11	1.50	502740.048	792239.146	1256.296
12	1.50	502742.091	792205.871	1256.469
13	1.50	502742.976	792233.788	1256.311
14	1.50	502741.227	792213.535	1256.321
15	1.500	502746.780	792229.980	1256.282
16	1.50	502746.737	792216.225	1256.318
17	1.50	502749.805	792225.202	1256.290
18	1.50	502747.715	792214.423	1255.711
19	1.50	502748.732	792219.292	1255.741
20	1.50	502752.906	792229.620	1256.243
21	1.50	502748.021	792229.081	1256.214
22	1.50	502750.071	792230.023	1254.949
23	1.50	502748.729	792232.663	1255.876
24	1.50	502743.703	792236.382	1256.012
25	1.50	502746.868	792237.075	1255.179
26	1.50	502744.175	792239.155	1255.867
27	1.50	502754.608	792240.736	1256.562
28	1.50	502749.463	792240.849	1256.431

Point	Hp	X	Y	Z
29	1.50	502726.936	792249.464	1256.963
30	1.50	502715.188	792253.358	1257.187
31	1.50	502714.450	792248.122	1256.138
32	1.50	502706.162	792257.882	1257.369
33	1.50	502706.276	792252.654	1256.963
34	1.50	502709.437	792264.408	1256.103
35	1.50	502723.332	792251.298	1256.069
36	1.50	502711.431	792269.496	1256.590
37	1.50	502755.692	792244.722	1256.083
38	1.50	502713.368	792274.876	1256.075
39	1.50	502734.664	792260.298	1256.250
40	1.50	502718.293	792282.365	1256.542
41	1.50	502758.211	792251.211	1256.415
42	1.50	502720.905	792285.157	1256.424
43	1.50	502760.422	792257.986	1256.448
44	1.50	502723.503	792288.928	1256.433
45	1.50	502755.743	792262.189	1256.152
46	1.500	502741.080	792281.123	1256.198
47	1.50	502756.641	792264.587	1256.235
48	1.50	502763.149	792271.701	1256.202
49	1.50	502739.879	792271.809	1256.288
50	1.50	502762.597	792267.870	1256.234
51	1.50	502762.272	792266.443	1256.069
52	1.50	502765.744	792263.829	1255.253
53	1.50	502765.578	792275.477	1256.197
54	1.50	502771.471	792279.013	1255.040
55	1.50	502768.473	792280.121	1256.222
56	1.50	502773.742	792285.733	1255.066
57	1.50	502772.868	792289.967	1256.106
58	1.50	502778.507	792284.237	1253.084

## B. Calage de l'orthophoto

### I. Méthode

L'orthophoto que nous utilisons est déjà calée, géoreferencée et orthorectifiée dans le système Laborde Madagascar. Elle pourra donc être utilisée comme base de calage.

On a superposé dans l'ordinateur à partir de logiciel Covadis. On choisit comme points de référence les points d'amer et comme l'image à recalé l'orthophoto.

#### Processus de calage :

- Après avoir généré le dessin des points d'amer, on insère l'image de format **\*tif** par **CovEdition** → **Images** → **Insérer** (⇒ création automatique du calque IMAGES) :
  - cocher les 3 cases « Spécifier à l'écran » puis
  - cliquer le point d'insertion proche du vecteur
  - cliquer une échelle approximative
  - rotation : taper 300gr
- On va recalibrer l'image pour la superposer au dessin:

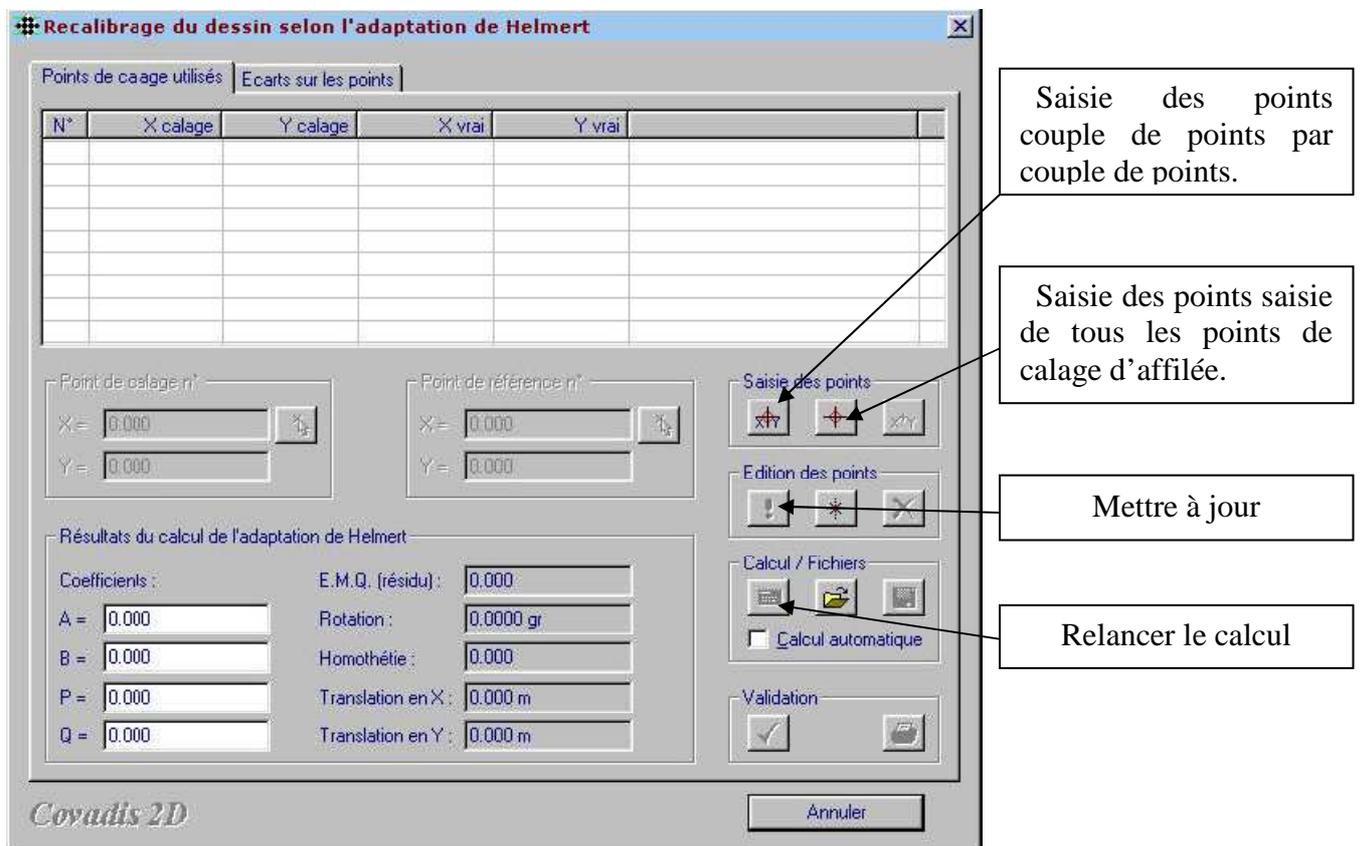


Fig.7: Récalibrage du dessin

Pour le faire, on clique , →digitalise le point de calage sur l'image

→clique le point d'amer correspond à ce point

On refaire l'opération à chaque couple.

→ mettre à jour

→ relancer le calcul

Une fois le calage terminé : →valider par et sélectionner les objets à recalibrer (ici l'ortho)

**Résultat** : l'ortho recalé se place dans le système de coordonnées défini par les points de référence.

**Nota bene** : il faut bien agrandir l'image au calage pour minimiser l'erreur.

## II. L'erreur moyenne quadratique de l'orthophoto

Après avoir déterminés 14 points d'amer, on introduit ses points sur l'orthophoto. Ces points et les points sur l'orthophoto doivent se superposés. Ce n'est pas le cas, On constate que les points ne sont pas mis à leur place. On essaye donc d'orienter et de compenser afin qu'ils se superposent.

Malgré tout, chaque point représente son erreur qui est la différence de distance entre les points exacts et celui des points d'amer. Cette erreur détermine l'erreur moyenne quadratique de l'orthophoto dont on peut tirer la précision de calage.

### 1. Précision de calage :

L'erreur moyenne quadratique de calage est définie par la formule :

$$\mathcal{E}_{mq} = \pm \sqrt{\frac{\sum_n^1 \varepsilon^2}{n-1}} \quad (32) \quad [1]$$

n : nombre de point de calage (n=14)

$\varepsilon$  : Erreur de chaque point

**Tableau.21** : Erreur de chaque point d'amer

Points	Erreur en m
B	0.11
a 1	0.26
B 1	0.07
C	0.16
D	0.19
E	0.32
F	0.05
G	0.24
H	0.37
I	0
j	0.29
K	0.23
L	0.3
M	0.02

En appliquant la formule, l'erreur de calage vaut  $\epsilon_{mq} = 0.23m$ , inférieur à la précision 25cm.

**Conclusion partielle:** ce procédé nous a permis de vérifier l'exactitude de l'échelle de l'orthophoto.

## **2. Précision du levé numérisé :**

Le but de ce levé est de vérifier et légitimer si l'échelle du levé numérisé respecte bien les critères du levé au 1/2 500, c'est-à-dire les 25 cm (1/10 mm à l'échelle). Après avoir introduit le levé direct sur terrain et celui numérisé de la partie commune, voici le schéma qui les représente.(Voir page 56)

On voit bien qu'il y a encore une différence entre le plan numérisé et le levé sur terrain. D'après la moyenne de plusieurs mesures sur le logiciel, nous estimons que distance de décalage est **0.31 m**. Ce qui est hors tolérance.

Cela est dû certainement à mon manque d'expérience en matière de numérisation !!!ou bien en agrandissant l'image lors de la numérisation, la définition s'est complètement dégradée. Toujours est il que l'erreur moyenne quadratique ou par rapport au levé direct est de 31 cm au lieu de 25 cm.

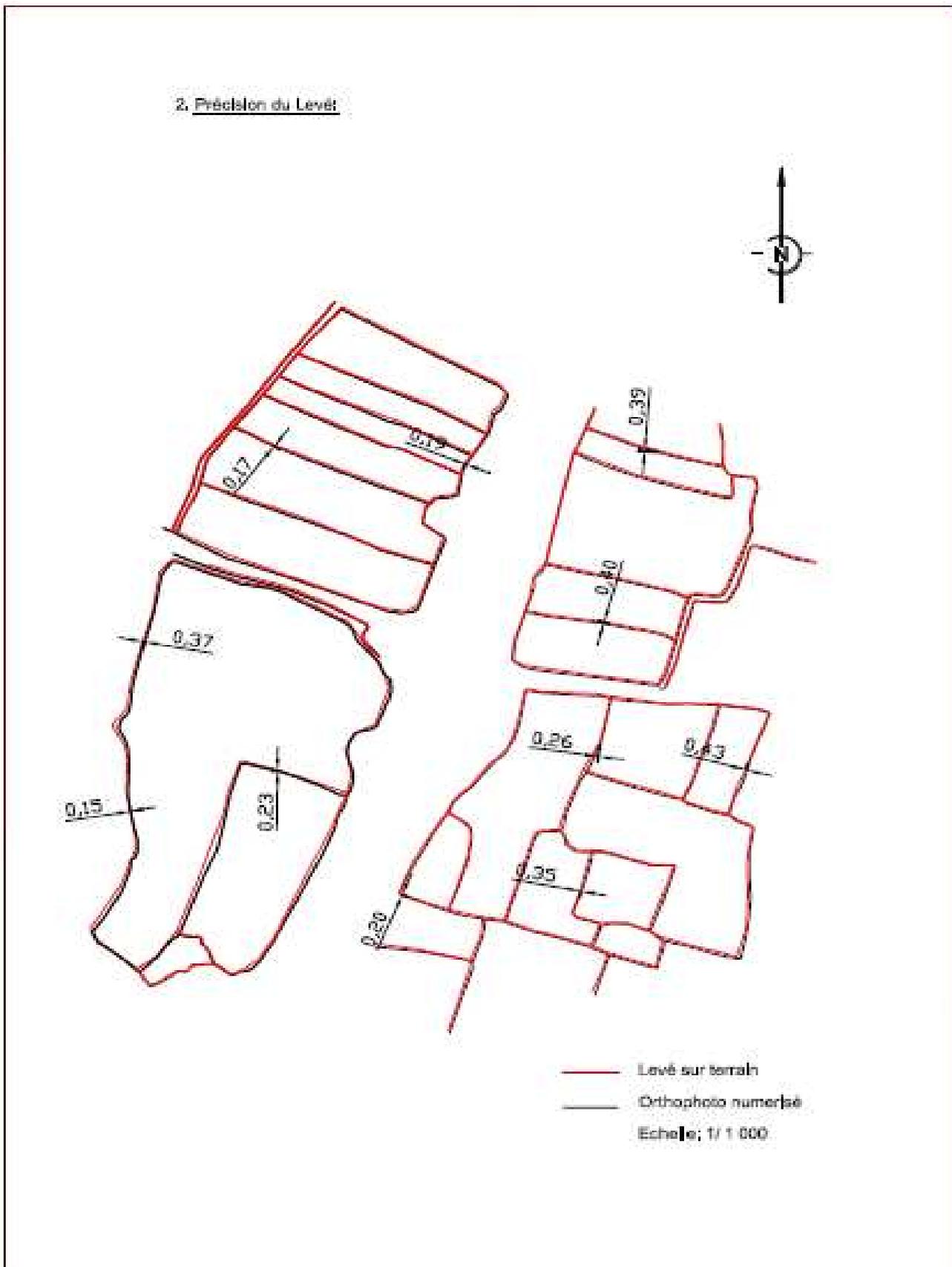


Fig.8: Décalage de l'ortho et du levé

$$\sqrt{\frac{\sum_{n=1}^n \varepsilon^2}{n-1}} = 31\text{cm}$$

Avec n : nombre d'erreur(n=11) et  $\varepsilon$  : décalage de chaque mesure

### C. Numérisation

Numériser une image appelée aussi vectorisation, c'est une opération permettant de récupérer sous forme numérique des documents existants sur l'image et permet la structuration des données sous forme vectorielle.

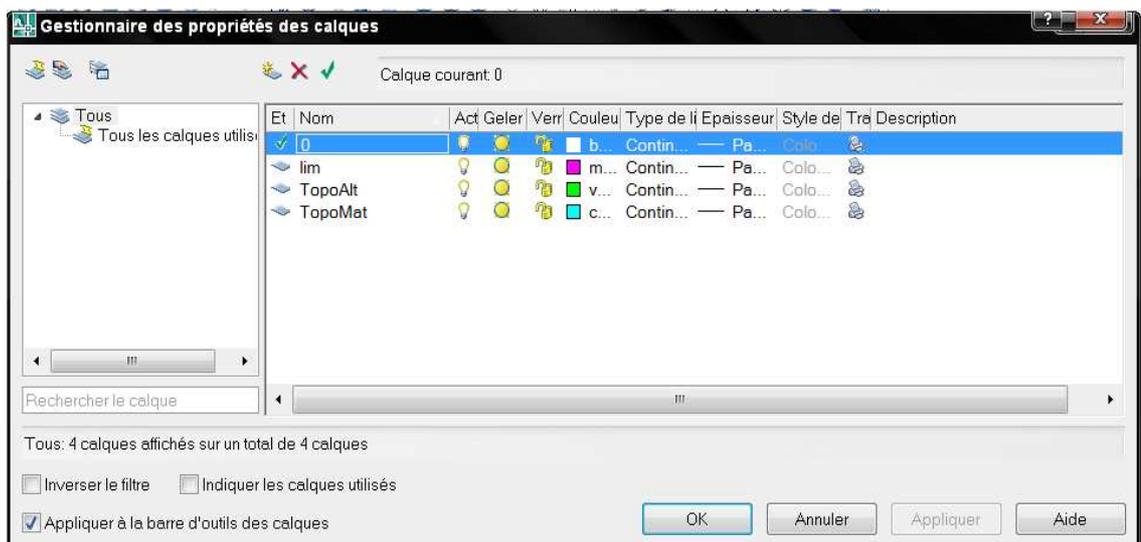
L'objectif est donc d'avoir des objets vecteurs pour le périmètre.

#### 1. Méthode :

La limite du périmètre sera établie par la numérisation des planimétries sur orthophoto. Mais avant la numérisation, il est indispensable de fournir tous les outils de traçage utiles à cette numérisation.

##### **Création des calques**

Avant d'entamer à la numérisation de l'image, il faut créer des calques. Chaque type d'objet doit avoir un calque et un couleur pour ne pas confondre avec les autres.



**Fig.9:** Création des calques

Par exemple :

Nom du calque : lim

Couleur : magenta

Cela veut dire que lorsqu'on numérise la limite du périmètre, on travaille dans le calque limite. Le vecteur est coloré en blanc.

### ☞ **Numérisation proprement dite**

Lors de la vectorisation, on utilise les fonctions de base pour la construction des formes géométriques du logiciel Autocad (ligne, polylignes,...).

## **2. Les données utiles :**

A part les limites du périmètre irrigué, les données existantes sur terrain doivent aussi être mentionnées sur le plan tel que les canaux principaux, villages, route en terre....

De l'autre, l'habillage d'un plan qui consiste à donner des différents éléments.

Ainsi, les éléments de l'habillage sont :

- La légende : représentation de différentes couches dans le plan.
- La flèche Nord pour indiquer l'orientation
- Les coordonnées cartésiennes Laborde (X, Y)
- L'échelle
- Titre

## **3. Signes conventionnelles :**

Il existe des signes conventionnels prédéfinis dans le logiciel mais le dessinateur peut en créer d'autres selon son choix. Les signes devraient être mentionnés dans la légende pour que les lecteurs comprennent.

Pour insérer les signes symboles on clique sur le menu **Covadis 2D**, on choisit **Symboles**, ensuite **Insérer Symbole courant**.

**D. Comparaison et Précision de levé numérisé par rapport au levé sur terrain**

**Tableau.22:** Tableau de comparaison

	Avantages	Inconvénients
Levé numérisé	<ul style="list-style-type: none"><li>• Travaux de terrain limité</li><li>• Précision homogène</li><li>• Interprétation facile</li><li>• Il suffit de déterminer quelques points sur le terrain</li><li>• Gain de temps</li><li>• Il est intéressant si c'est un travail à grande surface. Exemple : photogrammétrie</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Coût cher</li></ul>
Levé sur terrain	<ul style="list-style-type: none"><li>• Donnée bien détaillé</li><li>• Idéal pour les zones urbaines</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Travaux à longue durée</li><li>• L'opération nécessite au moins cinq personnes</li></ul>

## **E. Etude du périmètre**

Dans cette partie, nous consacrerons de donner et de déterminer les documents et les éléments nécessaires à l'étude de la réhabilitation du barrage.

### **I. Etude hydrologique :**

#### **1. Etude pluviométrique :**

##### **a. Pluviométries moyennes mensuelles**

Elle est obtenue en faisant le calcul suivant :

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{N} \quad (33) [5]$$

$\bar{P}$  : Pluviométrie moyenne [mm]

$P_i$  : Pluviométrie annuelle [mm]

$N$  : Nombre d'années d'observation

##### **b. Pluviométrie quinquennale et décennale sèches annuelles :**

En appliquant la loi de GAUSS, on a

$$P_{5S} = \bar{P} - 0.84\sigma \quad (34) [5]$$

$$P_{10S} = \bar{P} - 1.28\sigma$$

$P_{5S}$  : Pluviométrie quinquennale sèche

$P_{10S}$  : Pluviométrie décennale sèche

$\bar{P}$  : Pluviométrie moyenne interannuelle

$\sigma$  : écart-type de la pluviométrie moyenne

$$\sigma^2 = \frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N-1} \quad (35) [5]$$

**Tableau.23:** Résultat des calculs des pluviométries moyennes mensuelles avec de différentes fréquences

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Annuelle
<b>P Moyenne (mm)</b>	285,7	256,0	169,1	48,0	20,2	6,6	9,7	12,3	12,3	55,0	152,8	270,2	<b>1 298,0</b>
<b>P(%)</b>	22.2%	19,7%	13,0%	3,7%	1,6%	0.5%	0,7%	1,0%	1,0%	4.2%	11,8%	20,8%	<b>100.0%</b>
<b>P0, 2 (mm)</b>	239,6	214,7	141,8	40,2	17,0	5,6	8,1	10,4	10,4	46,1	128,2	226,6	<b>1 088,4</b>
<b>P0, 8 (mm)</b>	331,8	297,3	196,4	55,7	23,5	7,7	11,2	14,3	14,3	63,9	177,5	313,9	<b>1 507,7</b>
<b><math>\sigma</math></b>													<b>249,5</b>

## 2. Etude du Bassin Versant :

### a. Définition :

Le Bassin Versant est la totalité de la surface topographique délimitée par une ligne de crête drainée par un cours d'eau et ses affluents à l'amont de l'exutoire.

### b. Surface du bassin versant :

La détermination des surfaces du BV est effectuée à partir de logiciel S.I.G. Sa valeur est obtenue en délimitant les bassins à partir de la carte FTM dans le Logiciel MapInfo.

### c. Pente moyenne du BV :

La pente du BV est obtenue en faisant le rapport entre la dénivelée c'est-à-dire la différence entre l'altitude maximale et l'altitude minimale sur le long cheminement hydraulique. Cette valeur est ajustée en multipliant par 0,95.

$$I = 0.95 \cdot \frac{(Z_{max} - Z_{min})}{L} \quad (37) [7]$$

$Z_{max}$  : Altitude maximale

$Z_{min}$  : Altitude minimale

$L$  : Longueur du plus long cheminement hydraulique (km)

$I$  : Pente moyenne du BV

$Z_{max}$  et  $Z_{min}$  sont obtenues par simple lecture sur carte ou par extrapolation des valeurs de courbes de niveau.

d. Coefficient de Gravellus :

Il est obtenu par la formule

$$K = 0.28 \frac{P}{S}$$

Avec P : périmètre du BV (km)

S : superficie du BV (km<sup>2</sup>)

Après les différents calculs, voici le tableau récapitulatif qui représente les caractéristiques du Bassin Versant.

**Tableau.24 : Caractéristiques du Bassin Versant**

Barrage	S <sub>BV</sub> (km <sup>2</sup> )	L (km)	Z <sub>max</sub> (m)	Z <sub>min</sub> (m)	Z <sub>moy</sub> (m)	I (m/km)	k
n°1	12.26	8.29	1 645	1 277.32	1 461.16	0.04	0.41
n°2	12.98	8.64	1 345	1 268.29	1 456.65	0.01	0.39

**3. Estimation des apports d'un BV :**

a. Méthode CTGREF :

Cette méthode se traduit par la formule :

$$Q_a (l/s) = \frac{S(\text{km}^2)}{31.5} \left( \frac{P_f(\text{mm})}{B} \right)^{5/3} \left( \frac{Z_m(\text{m})}{100} \right)^{1/3} \quad (37) [7]$$

Q<sub>a</sub> : Débit moyen annuel (l/s)

S : Superficie du BV (km<sup>2</sup>)

P<sub>f</sub> : La pluie moyenne annuelle (mm)

Z<sub>m</sub> : Altitude moyenne du BV(m)

B : Paramètre régionalisé

Puisque notre rivière est près de la rivière ANDROMBA à TSINJONY, on prendra donc le paramètre régionalisé de la rivière ANDROMBA qui est égal 47

**Tableau.25** : Calcul des apports d'un BV par méthode CTGREF

Barrage	$S_{BV}$ (km <sup>2</sup> )	$P_f$ (mm)	B	$Z_{moy}$ (m)	$Q_a$ (l/s)
n°1	12.26	8.29	1 345	1 461.16	0.04
n°2	12.98	8.64	1 345	1 456.65	0.01

b. Méthode de Station de référence :

En appliquant la méthode la formule de station de référence suivante :

$$Q(l/s) = q(l/s/km^2) * S(km^2) \quad (38) \quad [7]$$

$Q$  : Débit moyen annuel du BV (l/s)

$q$  : Module annuel (l/s/km<sup>2</sup>)

$S$  : Superficie du BV (km<sup>2</sup>)

Pour la méthode de la station de référence sur le bassin de la rivière ANDROMBA à TSINJONY, le module annuel est représenté comme suit :

**Tableau.26** : Débit spécifique  $q$

Debit spécifique $q$ (l/s/km <sup>2</sup> )	moyen	quinquennal sec	décennal sec	quinquennal humide	décennal humide
	26,7	21,4	18,8	32,9	36,3

Source : Fleuves et rivières de Madagascar, Page 636

**Tableau.27** : Calcul des apports d'un BV par méthode Station de Référence

Barrage	$S_{BV}$ (km <sup>2</sup> )	$q$ (l/s/Km <sup>2</sup> )	$Q_a$ (l/s)
n°1	12.26	26.7	327.342
n°2	12.98	26.7	346.566

**4. Estimation des débits des crues :**

Vu précédemment que les surfaces du BV>10km<sup>2</sup>, l'estimation des débits de crue est définie en appliquant la méthode Louis Duret par la formule :

$$Q_F = 0.009 * S^{0.5} * I^{0.32} * P_F^{1.39} \quad (39) \quad [7]$$

Avec P<sub>F</sub> : période moyenne annuelle (mm)

S : surface du BV (m<sup>2</sup>)

I : pente du BV (m/m)

D'après l'Ajustement de Gumbel :

P (24, F) = P<sub>0</sub> + Ag\* U<sub>F</sub>A. humide

P (24, F) = P<sub>0</sub> - Ag\* U<sub>F</sub> A. sèche

Avec U<sub>F</sub>: débit de crue passant sur le Barrage pendant une durée de fréquence.

P<sub>0</sub> = P<sub>moy</sub> - 0,45 \*écart type et U<sub>F</sub> = - ln (- ln F)

F = 1 / p en A.sèche et F=1-1/p en A.humide avec p = période de retour

Ag : ajustement Gumbel = écart type / 1,28

**Tableau.28:** Calcul d'estimation des débits de crues

S <sub>BV</sub> (m <sup>2</sup> )	I(m/km)	P <sub>0</sub>	Ag	année	Fq	P <sub>F</sub> (mm)	Q(m/s)
12260	42,12	0,07	15,14	10	0,9	34	49
12980	8,44	0,07	15,14	10	0,9	34	30

**II. Situation actuelle du périmètre :**

**1. Les ouvrages existants :**

Le réseau d'irrigation est composé de:

- Barrage de dérivation ayant une forme trapézoïdale et caractérisé par une prise et une vanne
- canal principal et secondaire en terre composé de :
  - 1 787m pour le Rive Droite
  - 2 339m pour le Rive Gauche
- prises secondaires

## 2. Calculs :

### a. Débit d'un canal :

Pour déterminer le débit d'un canal, on applique la méthode flotteur en faisant plusieurs mesures sur terrain. On mesure la vitesse de l'eau et la surface du profil mouillé d'une rivière.

$$Q = S * V \quad (40) [4]$$

Avec  $S = h * l$  et  $V = L/t$

$Q$  : Débit de la crue ( $m^3/s$ )

$S$  : Section mouillée ( $m^2$ )

$h$  : profondeur hydraulique (m)

$l$  : largeur au miroir (m)

$V$  : vitesse (m/s)

$t$  : temps (s)

$L$  : longueur de section (m)

**Tableau.29 :** Calcul de débit d'un canal

canal	$L_{moy}(m)$	$t_{moy}(s)$	$h_{moy}(m)$	$l_{moy}(m)$	$V (m/s)$	$S (m^2)$	$Q (m^3/s)$
Rive Droite	7.50	15.7	0.27	0.70	0.477	0.189	0.09
Rive Gauche	7.50	12.21	0.24	0.73	0.614	0.175	0.11

### b. Côte de la crête du barrage :

La côte des crêtes des barrages sont obtenus à partir des données topographiques.

Après les calculs, nous avons :

B1 est 1268.292 m.

B2 est 1277.321m.

### c. Calcul surface du périmètre irrigué

La détermination de la surface se fait automatiquement sur le logiciel covadis.

- Surface du périmètre irrigué par le Rive Droite est 16ha 36a 14ca
- Surface du périmètre irrigué par le Rive Gauche est 37ha 70a 37ca

## **F. MNT et le Courbe de Niveau :**

Le logiciel calcule automatiquement le triangle en s'appuyant sur les points et les lignes de ruptures. Notons bien que les points devraient être en 3D.

Le Model Numérique de Terrain est l'étape fondamentale de la réalisation du courbe de niveau. Les courbes de niveau, appelées isophyses, sont destinées à donner sur une carte un aperçu du relief réel. C'est l'intersection du relief réel avec un plan horizontal d'altitude donnée Les courbes sont faites à partir des courbes de même altitudes. Il existe 2 courbes qu'on peut présenter dont les courbes maitresses et/ou des courbes intermédiaires.

Pour se faire, dans le **Menu Covadis 3D** on choisi **Calcul de MNT**, ensuite **Calcul et Dessin MNT**.

Procédure de génération des courbes de niveau :

Dans le menu **Covadis 3D**, on choisi **Courbe de niveau**, ensuite **Automatique/MNT**. On peut choisir l'équidistance selon le dessinateur.

## **G. Profil en long**

C'est un graphique qui représente l'élévation verticale dans le sens de l'axe du canal de l'ensemble des points constituant celui-ci. Il permet de connaître la pente du tracé ainsi que la cote du terrain naturel.

La génération des profils en long des canaux se fait comme suit :

Après avoir digitalisé les points de profil par une polyligne, dans le **menu Covadis 3D**, on choisi **Profil en long par polylignes 3D**.

Voici les représentations des profils des canaux principaux.

# PROFIL EN LONG DU CANAL PRINCIPALE RIVE DROITE

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100

PC : 1264,00 m

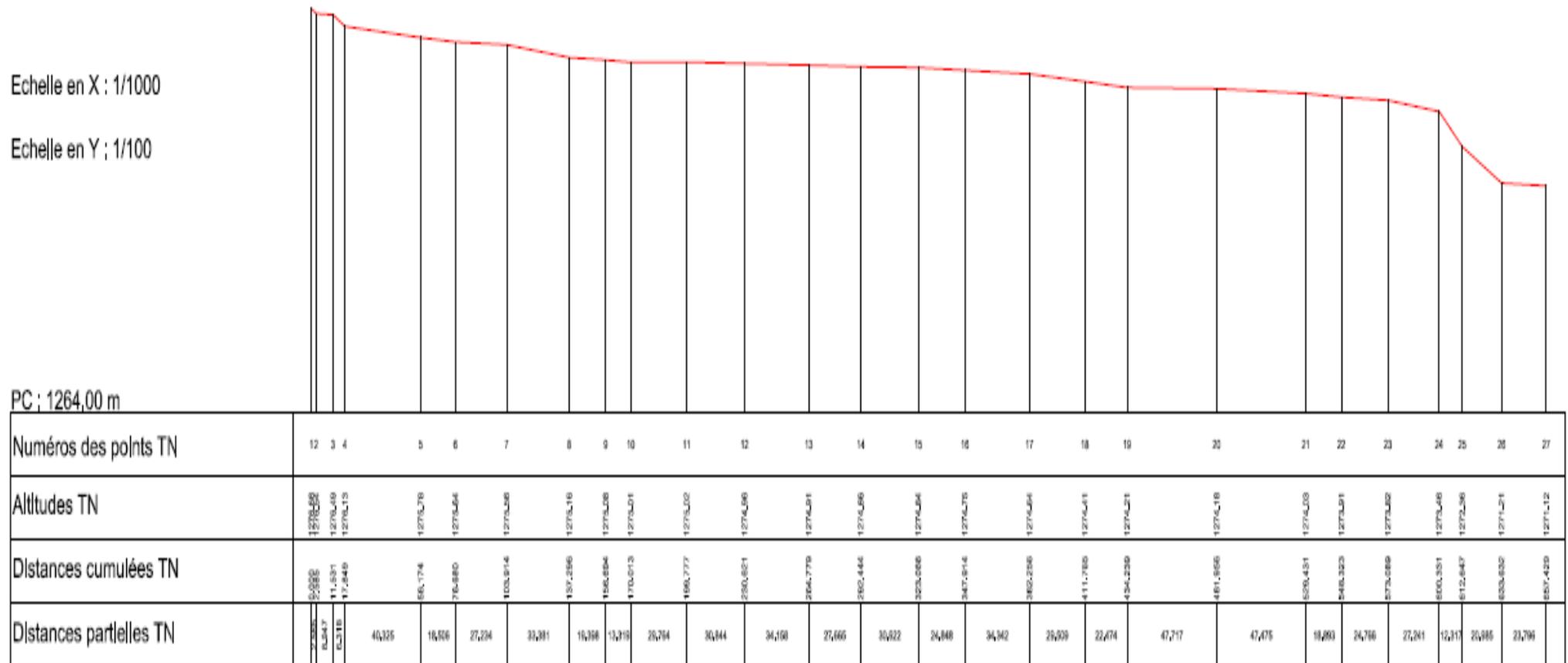
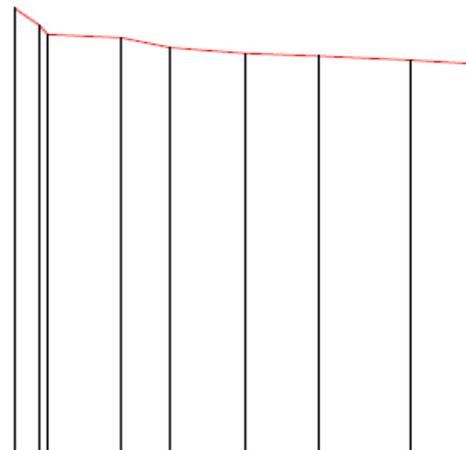


Fig.10: Profil en long du Rive Droite

# PROFIL EN LONG DU CANAL PRINCIPALE RIVE GAUCHE

Echelle en X : 1/1000  
 Echelle en Y : 1/100



PC : 1255,00 m

Numéros des points TN	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Altitudes TN	1267,15	1266,43	1266,34	1266,07	1265,81	1265,84	1265,72	1265,63	1265,53
Distances cumulées TN	0,000	5,176	22,763	35,258	48,488	64,862	84,408	104,408	131,387
Distances partielles TN	5,176	17,588	12,485	13,240	13,366	16,583	19,983	20,000	26,989

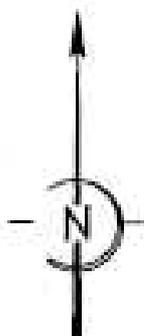
**Fig.11:** Profil en long du Rive Gauche

Y = 792 000

# EXTRAIT DU PLAN DE MASSE DU PERIMETRE IRRIGUÉE D'ANTANETY II ET D'IMERIKANJAKA

Y = 791 750

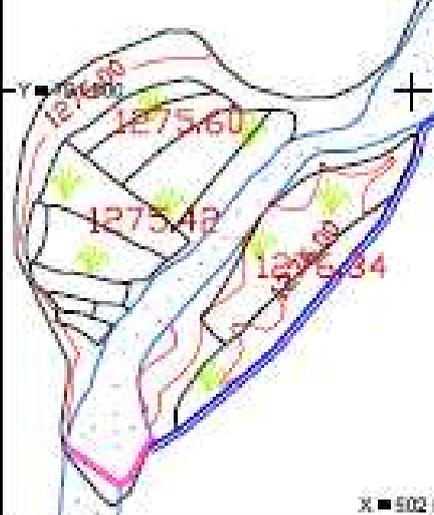
Y = 791 500



 <p><b>EXTRAIT DU PLAN D'ENSEMBLE DU PERIMETRE IRRIGUÉE D'ANTANETY II ET D'IMERIKANJAKA</b></p>	
Echelle : 1 / 2 500 Date : 15 Mars 2011	Projection utilisé pour les coordonnées cartographiques LABORDE MADAGASCAR
<b>Légende</b> - Canal principal (blue line) - Canal (red line) - Limite (black dashed line) - Courbe niveau (red contour line)	<b>Convertisseur</b> Métrème indiquée par le bleu gauche : 30m 70e 00e Métrème indiquée par le bleu droite : 1 00e 90e 00e Métrème indiquée : 50m 00e 00e <b>Coordonnées cart.</b> ANDRANJAKA volonandry

X = 502 500

X = 502 750



**PLAN DE MASSE DU PERIMETRE IRRIGUÉE  
D'ANTANETY II ET D'IMERIKANJAKA**

Y=793 000

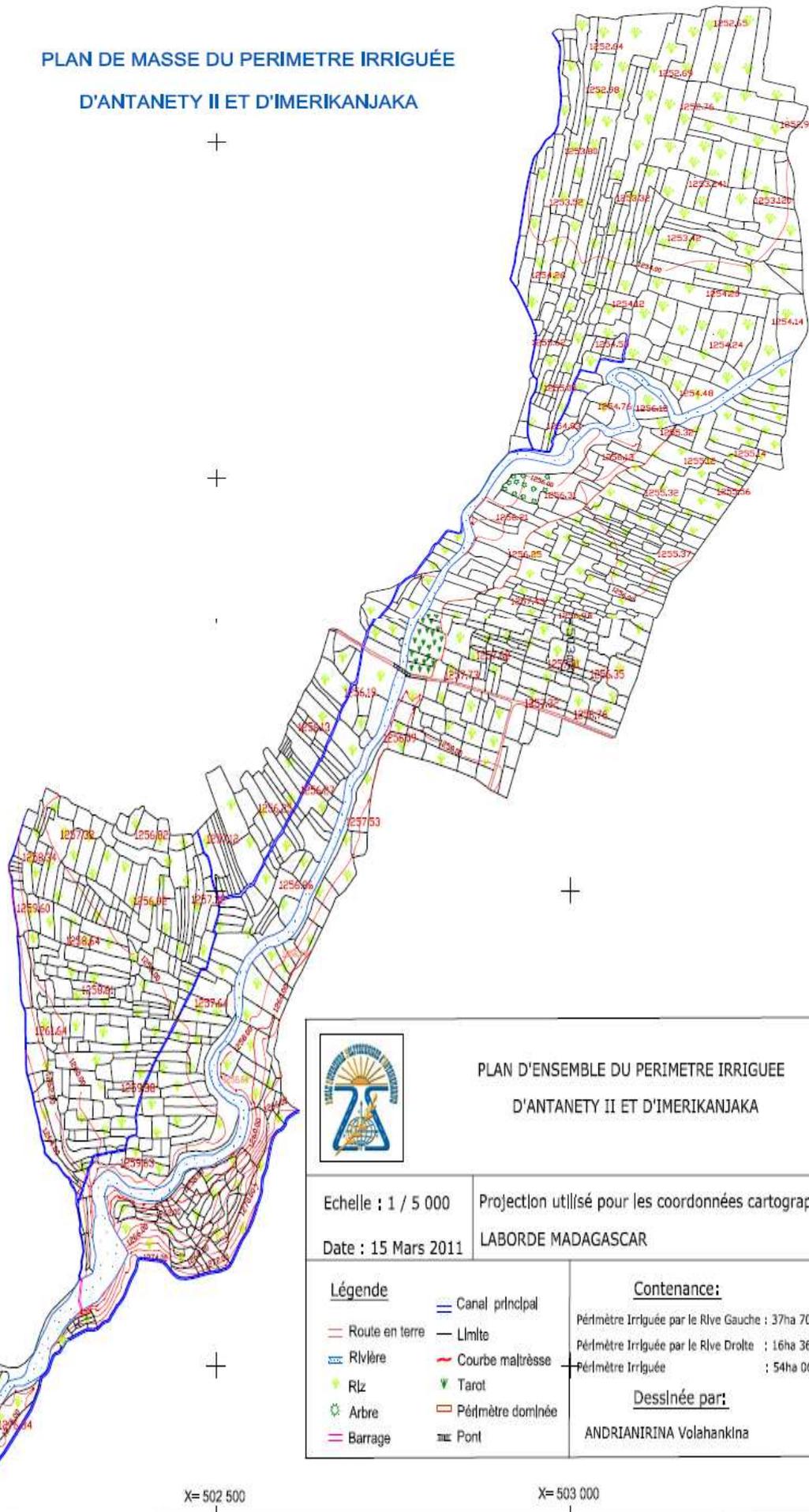
Y=792 500

X= 792 000

X= 791 500

X= 502 500

X= 503 000



**PLAN D'ENSEMBLE DU PERIMETRE IRRIGUEE  
D'ANTANETY II ET D'IMERIKANJAKA**

Echelle : 1 / 5 000

Projection utilisé pour les coordonnées cartographiques;

Date : 15 Mars 2011

LABORDE MADAGASCAR

**Légende**

- Route en terre
- Rivière
- Riz
- Arbre
- Barrage
- Canal principal
- Limite
- Courbe maîtresse
- Tarot
- Périmètre dominiée
- Pont

**Contenance:**

Périmètre Irriguée par le Rive Gauche : 37ha 70a 37ca  
 Périmètre Irriguée par le Rive Droite : 16ha 36a 14ca  
 Périmètre Irriguée : 54ha 06a 51ca

**Dessinée par:**

ANDRIANIRINA Volahankina

## BUDGETISATION

### Déroulement des travaux sur terrain :

On a effectué les travaux sur terrain pendant 4 jours dont :

- La visite de terrain et la reconnaissance
- Levé polygonal et levé de détails

### Coût du projet :

**Tableau.30 : Coût de projet**

Désignation	Quantité	Taux/jours	durée (jours)	Côut (ariary)
<b>Travaux De Terrain:</b>				
<b>Personnel:</b>				
Opérateur	1	20 000	6	120 000
Secrétaire	1	15 000	6	90 000
Croquiseur	1	20 000	6	120 000
Porte prisme	2	15 000	6	90 000
Station Totale	1	75 000	6	450 000
<b>Fournitures:</b>				
Piquets	20	100		2 000
Clou	20	50		1 000
<b>Travaux De Bureau:</b>				
<b>Fournitures:</b>				
Logiciel	1	20 000		20 000
Orthophoto	1	30 000		30 000
Operateur	1	20 000	20	400 000
Ordinateur	1	20 000	20	400 000
<b>Total</b>	<b>1 438 000 ARIARY</b>			

## RECOMMANDATION

Après la réalisation de report des données sur terrain, nous avons pu retenir quelques leçons.

- ✧ Pour la matérialisation des points des polygonaux, ces points doivent être matérialisés de façon durable non seulement durant les travaux ;
- ✧ Consacrer beaucoup de temps à faire la reconnaissance (étude avant la descente) pour éviter les retours après les travaux sur terrain ou les faux idées;
- ✧ Pour que les observations soient satisfaisantes et pour minimiser les erreurs, il faut faire plusieurs pointées à chaque visée et avec double retournement ;
- ✧ Lors de calage de l'orthophoto, il faut bien agrandir l'image pour avoir plus de précision ;
- ✧ Dans le lever de détails, on devrait réviser la référence après 20 observations. Ceci permet d'assurer le contrôle et de vérifier si la station a bougé ;
- ✧ Les travaux doivent toujours s'accompagner d'un croquis dont son échelle doit à peu près égale avec celle du levé afin que les points soient bien repartis ;
- ✧ Il est nécessaire d'appliquer les diverses corrections de la Projection Laborde;
- ✧ Mettre à jour l'orthophoto pour ne pas perdre des informations;

## CONCLUSION

D'après l'étude, on a pu vérifier, selon la règle d'art, l'échelle de l'orthophoto à partir du levé sur terrain. Après la comparaison entre le levé et la numérisation qu'on a pu vérifier et légitimer l'échelle de l'orthophoto. Après avoir comparé le levé numérisé et le levé direct, les divers calculs montrent que la précision obtenue est hors la tolérance. Ce qui est dû au manque d'expérience personnelle lors de la numérisation. Donc, l'échelle du plan obtenu doit être plus petite que l'échelle de l'orthophoto. Il est préférable d'utiliser l'orthophoto à l'échelle 1/2 500<sup>e</sup> pour établir un plan 1/3 000<sup>e</sup> ou 1/5 000<sup>e</sup> par exemple. Une étude approfondie sur l'amélioration de la numérisation permettant de résoudre le problème.

Comme nous venons de parcourir tout au long du présent ouvrage, nous pouvons dire que grâce à la nouvelle technologie dit orthophoto, nous avons pu atteindre l'objectif d'exploiter cette orthophoto à la détermination du périmètre irrigué d'Antanety II et Imerikanjaka, de donner toutes les données topographiques nécessaires à l'étude de réhabilitation du périmètre. Malgré l'information incomplète par rapport au terrain vue sur l'orthophoto (orthophoto 2007), les levés sur terrain ont satisfait la richesse des informations.

Nous estimons que l'établissement de ces données topographiques va aider les Fokontany et les hydrauliciens à faire des études sur la réhabilitation des ouvrages présentes dans le périmètre.

Pour clore, la réalisation de ce mémoire nous a permis d'approfondir notre connaissance pour bien maîtriser la technique en utilisant la méthode améliorée et la technologie moderne sans oublier la méthode classique.

## Bibliographies

### Ouvrage :

- [1] Andre Houssein. « **Technologie de Topographie** », Edition 1985, 211 pg
- [2] Henri BONNEVAL. « **Photogrammétrie Générale** », Edition IGN 1972, 361 pg
- [3] Eyrolles « **Lecture et exploitation des photographies aériennes** », Édition Paris, 213 pg
- [4] « **mycrohidraulique** »,
- [5] DUQUETTER « **Topographie Générale** », édition 1996, 187pg
- [6] ORSTOM « **Fleuves et rivières de Madagascar** », edition 1979, 125pg
- [7] F.A.C « **Estimation des débits de crue à Madagascar**, 164pg

### Webographie :

- Google

## **ANNEXES**

TABLE DIRECTE Donnant distance sur l'ellipsoïde

$\eta_2$	$\frac{1}{K} = \frac{D_{ellipsoïde}}{D_{projection}}$	$\Delta_1$	$\Delta_2$
		-	-
0	1,0005.0025		
		124	
10	4.9901		247
		371	
20	4.9530		248
		619	
30	4.8911		247
		866	
40	4.8045		247
		1113	
50	1,0004.6932		248
		1361	
60	4.5571		248
		1609	
70	4.3962		247
		1856	
80	4.2106		247
		2103	
90	4.0003		248
		2351	
100	1,0003.7652		247
		2598	
110	3.5054		247
		2845	
120	3.2209		247
		3092	
130	2.9117		247
		3339	
140	2.5778		248
		3587	
150	1,0002.2191		247
		3834	
160	1.8357		247
		4081	

TABLE INDIRECTE Donnant distance sur la projection

$k = \frac{D_{projection}}{D_{ellipsoïde}}$	$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\eta_2$
	+	+	
0,9995.0000			0
	124		
5.0124		247	10
	371		
5.0495		247	20
	618		
5.1113		247	30
	865		
5.1978		247	40
	1112		
0,9995.3090		248	50
	1360		
5.4450		247	60
	1607		
5.6057		248	70
	1855		
5.7912		246	80
	2101		
6.0013		248	90
	2349		
0,9996.2362		247	100
	2596		
6.4958		247	110
	2843		
6.7801		247	120
	3090		
7.0891		248	130
	3338		
7.4229		247	140
	3585		
0,9997.7814		247	150
	3832		
8.1646		247	160
	4079		

Formule employé : L'altération linéaire de la projection Laborde est donnée par la formule :

$$K = 1/\alpha = K_0 \left( 1 + \frac{n^2}{2R^2} \right) + \varepsilon \text{ avec } \begin{cases} K_0 = 0.9995 \\ R = K_0 \sqrt{N_0 \rho_0} \end{cases}$$

$\rho$  étant la correction complémentaire donnée par une abaque spéciale ou par la formule approchée de la page précédente. Elle est d'ailleurs faible au 1/250 000.

TABLE DIRECTE  
Donnant distance sur l'ellipsoïde

$\eta_2$	$\frac{1}{K} = \frac{D_{ellipsoïde}}{D_{projection}}$	$\Delta_1$	$\Delta_2$
		-	-
160	1,0001.8357	4081	
170	1.4276	4327	246
180	0.9949	4575	246
190	0.5437	4821	248
200	1,000.0553	5068	246
210	0.9999.5485	5351	247
220	9.0170	5561	247
230	8.4609	5808	246
240	7.8801	6055	247
250	0.997.2746	6300	245
260	6.6446	6547	247
270	5.9899	6793	246
280	5.3106	7040	247
290	4.6066	7385	245
300	0.9993.8781	7531	246
310	3.1250	7777	246
320	0,9992.3474		

TABLE INDIRECTE  
Donnant distance sur la projection

$k = \frac{D_{projection}}{D_{ellipsoïde}}$	$\Delta_1$	$\Delta_2$	$\eta_2$
	+	+	
0,9998.1646	4079		160
8.5725	4327	248	170
9.0052	4574	247	180
9.46262	4821	247	190
0,9999.9447	5068	247	200
1,0000.4515	5316	248	210
0.9831	5563	247	220
1.5394	5810	247	230
2.1204	6057	247	240
1,0002.7261	6304	247	250
3.3565	6552	248	260
4.0117	6800	248	270
4.6917	7046	246	280
5.3963	7293	247	290
1,0006.1256	7541	248	300
6.8797	7788	247	310
1,0007.6585			320

Tableau de coefficient abaque de  $k * k_0$

**Mode d'emploi :** On effectue comme d'habitude l'interpolation linéaire, mais il y a lieu de tenir compte du terme de second ordre  $1/2n (n-1) \Delta_2$  qui peut effectuer le 7<sup>e</sup> décimale ; il est donné par l'abaque de la page suivante ; il est toujours de signe contraire de 2<sup>e</sup> ordre (+ pour table directe.- pour la table inverse).

## Donnée Pluviométrie

<b>Antananarivo Rr</b>	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Année
1961	239,4	53,9	390,7	109,6	2,6	3,4	21,0	5,9	5,5	24,8	198,8	408,2	1 463,8
1962	77,1	169,9	255,5	49,9	19,3	0,9	0,9	7,2	3,8	67,8	361,5	403,6	1 417,4
1963	272,3	151,5	101,9	81,7	16,6	39,3	3,3	8,4	0,6	152,3	149,7	467,7	1 445,3
1964	134,4	330,6	167,6	4,2	1,4	16,2	37,4	4,8	3,6	31,0	129,4	410,5	1 271,1
1965	422,3	190,7	139,8	82,0	2,6	1,1	31,9	64,1	6,7	36,6	220,3	428,3	1 626,4
1966	113,1	174,0	141,3	9,7	89,7	10,9	5,3	61,2	11,8	23,6	61,7	392,3	1 094,6
1967	292,2	186,9	323,0	44,8	7,2	6,3	4,1	9,3	27,9	62,6	272,7	278,1	1 515,1
1968	155,2	159,2	88,5	39,3	5,4	8,6	17,1	0,3	5,0	0,1	194,4	239,5	912,6
1969	195,4	201,3	62,1	27,0	1,9	8,4	6,5	28,5	3,9	34,2	81,2	457,2	1 107,6
1970	157,6	233,5	150,0	19,3	3,4	9,6	1,9	8,5	1,1	2,0	210,5	125,4	922,8
1971	381,6	397,8	52,4	1,6	13,2	1,1	6,0	5,3	38,6	3,8	206,5	425,7	1 533,6
1972	329,9	379,4	250,1	32,8	43,3	6,0	13,8	22,8	2,7	74,9	174,0	260,7	1 590,4
1973	319,7	331,5	232,2	0,0	0,6	9,0	5,7	10,4	23,7	58,4	105,5	248,8	1 345,5
1974	178,2	250,0	91,4	130,7	57,2	35,6	5,4	3,9	6,1	90,9	88,7	454,1	1 392,2
1975	232,9	402,9	310,2	33,1	25,9	2,2	5,1	5,4	3,4	54,2	358,7	278,8	1 712,8
1976	76,1	188,5	49,6	15,2	23,6	4,9	7,3	37,7	1,3	150,4	79,5	477,7	1 111,8
1977	207,6	403,5	207,2	15,1	39,6	2,1	3,6	16,1	2,1	127,2	53,9	139,5	1 217,5
1978	203,3	112,0	99,0	112,8	63,5	7,8	44,2	12,2	90,6	18,1	180,0	147,2	1 090,7
1979	188,5	219,2	228,4	77,6	43,1	13,5	13,8	21,0	5,3	53,0	407,2	281,8	1 552,4
1980	293,1	149,2	358,6	41,9	7,7	0,9	18,8	1,6	4,0	156,3	62,3	195,0	1 289,4
1981	299,4	289,2	286,8	85,8	67,4	0,6	1,6	30,8	12,4	128,2	75,7	358,1	1 636,0
1982	808,7	398,1	322,8	23,2	9,1	4,7	28,1	4,2	62,8	75,2	161,5	118,8	2 017,2
1983	257,8	288,2	152,6	22,5	2,9	9,5	4,7	3,6	12,3	28,2	251,3	276,5	1 310,1
1984	442,7	441,2	153,7	60,3	1,1	5,9	7,1	20,4	2,7	71,4	304,8	136,6	1 647,9
1985	165,1	330,1	274,2	78,0	3,4	5,2	1,4	10,6	5,0	29,2	122,1	254,0	1 278,3
1986	85,5	303,5	125,1	103,8	52,7	1,8	2,1	11,3	3,8	197,3	156,4	193,6	1 236,9

1987	650,0	250,5	164,0	67,3	0,4	0,6	11,1	13,8	0,9	47,4	84,1	124,1	1 414,2
1988	358,0	169,7	69,4	21,3	10,4	2,0	23,6	1,2	1,1	28,0	103,3	302,3	1 090,3
1989	146,1	340,1	32,5	15,6	42,6	0,3	4,7	11,8	3,2	49,2	105,8	337,5	1 089,4
1990	141,8	180,8	69,6	29,8	9,2	2,7	2,5	0,9	27,2	53,7	86,1	172,3	776,6
1991	116,1	178,7	154,3	41,7	10,6	14,8	0,3	0,0	0,1	22,7	160,0	207,4	906,7
1992	435,1	202,8	154,2	40,4	2,0	0,7	1,5	14,0	0,7	10,5	222,6	81,9	1 166,4
1993	167,4	388,9	163,8	44,0	17,0	12,9	9,9	0,6	7,9	121,5	175,4	200,3	1 309,6
1994	738,8	238,1	267,8	50,2	3,4	21,8	11,2	11,5	8,1	43,8	12,8	185,5	1 593,0
1996	599,8	200,0	276,8	0,6	1,8	0,4	2,5	10,0	7,5	5,4	9,7	319,2	1 433,7
1997	372,6	338,1	70,1	50,7	20,3	4,5	10,3	7,9	34,3	52,3	157,5	154,3	1 272,9
1998	135,7	454,6	128,8	42,9	11,4	1,7	4,2	13,7	34,5	9,5	16,6	320,3	1 173,9
2000	114,6	254,0	157,6	1,4	4,4	4,4	16,0	0,5	0,5	27,9	192,2	201,2	974,7
2001	525,5	152,3	45,5	14,4	1,2	1,6	2,1	35,9	0,0	47,3	31,4	328,0	1 185,2
2002	149,5	346,1	75,8	88,8	109,7	1,9	0,8	2,5	13,1	49,2	162,1	267,4	1 266,9
2003	618,2	122,7	331,4	15,4	18,4	1,3	6,5	0,7	21,8	15,7	112,8	157,8	1 422,7
2004	245,4	248,4	100,3	39,5	2,8	5,5	2,3	23,7	6,6	7,2	145,2	306,2	1 133,1
2005	269,6	213,9	195,5	87,2	13,0	1,6	28,1	6,9	3,9	0,6	143,1	374,9	1 338,3
2006	222,6	69,0	197,9	44,4	6,6	5,1	2,5	4,4	4,7	47,0	129,8	203,4	937,4
2007	441,6	397,8	75,5	55,9	41,6	4,8	8,6	0,2	5,6	86,0	111,8	270,7	1 500,1
2008	192,0	337,6	52,7	98,6	19,1	6,8	5,5	0,2	51,3	8,6	257,9	92,8	1 123,1
2009	258,3	212,4	148,7	102,9	0,6	1,1	1,5	4,4	0,7	98,7	95,1	236,3	1 160,7
<b>Moyenne</b>	<b>285,7</b>	<b>256,0</b>	<b>169,1</b>	<b>48,0</b>	<b>20,2</b>	<b>6,6</b>	<b>9,7</b>	<b>12,3</b>	<b>12,3</b>	<b>55,0</b>	<b>152,8</b>	<b>270,2</b>	<b>1 298,0</b>
<b>%</b>	<b>22,0%</b>	<b>19,7%</b>	<b>13,0%</b>	<b>3,7%</b>	<b>1,6%</b>	<b>0,5%</b>	<b>0,7%</b>	<b>1,0%</b>	<b>1,0%</b>	<b>4,2%</b>	<b>11,8%</b>	<b>20,8%</b>	<b>100,0%</b>
<b>Ecart-type</b>													<b>249,5</b>
<b>P0,2</b>	<b>239,6</b>	<b>214,7</b>	<b>141,8</b>	<b>40,2</b>	<b>17,0</b>	<b>5,6</b>	<b>8,1</b>	<b>10,4</b>	<b>10,4</b>	<b>46,1</b>	<b>128,2</b>	<b>226,6</b>	<b>1 088,4</b>
<b>P0,8</b>	<b>331,8</b>	<b>297,3</b>	<b>196,4</b>	<b>55,7</b>	<b>23,5</b>	<b>7,7</b>	<b>11,2</b>	<b>14,3</b>	<b>14,3</b>	<b>63,9</b>	<b>177,5</b>	<b>313,9</b>	<b>1 507,7</b>

**Auteur : ANDRIANIRINA Volahankina**

**Adresse : 1120 D 205 Miaramasoandro Antsirabe**

**Tél : 034 38 615 87 / 033 08 783 39**

**Nombre de page : 74**

**Nombre de tableaux : 29**

**Nombre de figures : 11**

**Nombre de formule : 34**

**Titre de mémoire : « EXPLOITATION DE L'ORTHOPHOTO EN VUE DE LA DETERMINATION DU PERIMETRE IRRIGUE D'ANTANETY II ET D'IMERIKANJAKA »**

### **RESUME**

Suite à la demande des Fokontany Antanety II et Imerikanjaka qui ont l'intention de faire la réhabilitation du barrage qu'on a réalisé ce travail. La réhabilitation nécessite la disponibilité des données topographiques qui constituent les points de départ de toute l'étude.

Dans cet ouvrage, l'établissement de ces données est effectué à partir de l'exploitation de l'orthophoto accompagnée d'une méthode classique, le levé direct.

De ce fait, l'étude se divise en quatre grandes parties tels que :

- Les généralités sur la zone d'étude et sur l'orthophoto ;
- Les travaux de reconnaissance : détermination des points polygonales et identification des points d'amers ;
- Les travaux sur terrain, qui permet de réaliser les levés ;
- l'étude sur bureau : reports des travaux sur terrain grâce au logiciel de traitement et étude sur le périmètre.

### **ABSTRACT**

Following the request for Fokontany Antanety II and Imerikanjaka which intend to make the rehabilitation of a dam that one carried out this work. The rehabilitation requires the availability of the topographic data which constitute the starting points of our study.

In this work, the establishment of these is carried out starting from the exploitation of the accompanied by the traditional method, direct survey.

**Mots clés :** Orthophoto, cheminement, polygonation, nivellement, ouvrages, hydraulique

**Encadreur et rapporteur :** Professeur NARY HERILALAO IARIVO