

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES	vi
LISTES DES CARTES	vii
LISTE DES TABLEAUX	viii
LISTE DES ABREVIATIONS	x
INTRODUCTION	1
Chapitre I: DESCRIPTION GENERALE DU PROJET	3
I. Localisation du projet	3
II. Objectifs du projet	6
III. Les avantages du projet	6
IV. Terminologie routière	7
1) Assiette :	7
2) Emprise :	7
3) Chaussée :	7
4) Plateforme :	7
5) Accotements :	7
Chapitre II: ETUDE MONOGRAPHIQUE	9
I. Étude monographique de la zone d'influence directe	9
1) Historique	9
2) Délimitation de la zone	9
3) Situation géographique et climatologique	9
4) Situation démographique	10
5) Les données économiques	10
6) Infrastructures éducatives	12
7) Infrastructures sanitaires	12
II. Étude monographique de la zone d'influence indirecte	13
1) Historique	13
2) Monographie de la région du Vakinankaratra	13
III. Etude démographique de la zone d'influence	18
IV. Etude économique de la région de vakinankaratra	18
1) Secteur agricole	19
2) Secteur élevage	24
Chapitre III: ETABLISSEMENT DE LA BANDE D'ETUDE	26
I. Délimitation de la bande d'étude	26

SOMMAIRE

II. Méthodologie de réalisation	26
1) Les méthodes indirectes	26
2) Les méthodes directes	37
Chapitre IV: LES DIFFERENTES PHASES D'ETUDE D'AMENAGEMENT ROUTIER	37
1) Principe de cheminement polygonal	39
2) Le pré reconnaissance	39
3) La reconnaissance proprement dite.....	39
4) Mesure des angles	40
5) Mesure des distances.....	42
6) Les levés de détails :	43
7) Le levé de profils	47
Chapitre V: TRAVAUX DE BUREAU.....	50
1) Calcul des angles au sommet de la polygonale.....	51
2) Calcul de gisement.....	51
3) Calcul de distance horizontale	52
4) Réduction des distances	52
5) Application de calcul de corrections.....	55
Chapitre VI: LE PLAN D'EXECUTION	64
I. LE TRACE EN PLAN	64
1) Les axes en plan	64
2) Les alignements droits	64
3) Les raccordements circulaires.....	64
4) Le rayon de courbure	65
5) Clothoïde.....	66
6) Le profil en long.....	67
7) La déclivité.....	67
8) Les courbes	67
9) Calcul de cubature.....	68
II. Le tracé du profil en travers	73
1) La largeur de la chaussée	73
2) La surlargeur	74
3) Le devers	74
4) Les accotements	74

SOMMAIRE

5)	Les pentes transversales dans les alignements droits	74
6)	Le profil en travers type de la chaussée finie	74
III.	Les études des ouvrages d'assainissement	75
1)	Diagnostic sommaire des ouvrages	75
2)	Identification des nouveaux ouvrages d'assainissement	75
IV.	La distance d'arrêt d_a	76
V.	La distance de visibilité d_v	76
1)	Le tracé en plan	77
2)	Profil en long	77
Chapitre VII: LES TRAVAUX D'IMPLANTATION		78
1)	Implantation de l'axe de la route	78
2)	Implantation de la courbe	79
3)	Implantation de clothoïde	82
4)	Implantation des profils en long	86
5)	Implantation des profils en travers	88
6)	Profil en déblais :	89
7)	Profil en remblai :	89
8)	L'implantation des entrées en Terre	90
9)	Les travaux d'implantation sur les ouvrages d'assainissement	92
Chapitre VIII: CONTROLE (PLAN DE RECOLLEMENT)		93
I.	Contrôle du plate forme	93
1)	Méthode	93
2)	Tolérance	93
II.	Contrôle des ouvrages	93
III.	Contrôle chaussée fini	94
1)	Contrôles des couches	94
2)	Contrôle de profil en long	94
Chapitre IX: LES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIO- ECONOMIQUES		96
I.	Introduction	96
II.	Généralité	97
1)	Définition	97
2)	Décret MECIE	97
III.	Généralités sur l'EIE	97

SOMMAIRE

1) Définition	97
2) Objectif de l'EIE	97
3) Contenus de l'EIE	98
4) La mesure d'atténuation.....	99
Chapitre X: ETUDE FINANCIERE	104
I. Evaluation du coût des travaux topographiques.....	104
1) Travaux de terrain	104
2) Matériaux et fournitures.....	105
3) Travaux de bureau.....	105
II. Coût de la route finie	106
CONCLUSION	108
BIBLIOGRAPHIE	A
ANNEXE 1 : Table de Projection Laborde.....	a
ANNEXE 2 : Profil en long	c
ANNEXE 3 : Profil en travers.....	d
ANNEXE 4 : Tracé en plan.....	e

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : les éléments d'une route	8
Figure 2:principe de vision binoculaire, plan d'observation horizontal (Kraus et Wal dhausel, 1998).....	30
Figure 3:spectre électromagnétique et domaine d'application du LIDAR.....	32
Figure 4:station total Leica TS06	41
Figure 5:nivellement direct	47
Figure 6:caractéristiques du niveau LEICA NK2	48
Figure 7:correction de réduction a la corde.....	54
Figure 8:: carte montrant la variation de $K \cdot K_0$ en fonction de n.....	55
Figure 9 : raccordement circulaire	64
Figure 10:raccordement en plan	66
Figure 11:raccordement en long.....	68
Figure 12: la largeur de la chaussée	73
Figure 13:Raccordement circulaire	79
Figure 14:Implantation par bi angulation.....	80
Figure 15:Implantation par bipolaire.....	81
Figure 16:raccordement clothoide arc circulaire.....	83
Figure 17:implantation du profil en long	87
Figure 18:Piquetage profil en travers pour une route en terrain plat et remblai	89
Figure 19:Piquetage des PT en déblais	89
Figure 20:Piquetages des PT en remblai	90
Figure 21:Les deux types de méthodes pour implanter une entrée en terre	90
Figure 22:Piquetage de l'entrée en terre	91

LISTES DES CARTES

LISTES DES CARTES

Carte 1: carte de localisation de la région Vakinankaratra.....	4
Carte 2: carte de localisation de la zone d'étude	5

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Répartition des surfaces cultivées par spéculation	10
Tableau 2: Principales productions agricoles du district d'Antsirabe II	11
Tableau 3: Effectif de l'élevage dans le District d'Antsirabe II.....	11
Tableau 4: Données sur l'enseignement dans le District d'Antsirabe II.....	12
Tableau 5: Nombre d'établissement sanitaire dans le District d'Antsirabe II.....	12
Tableau 6: Répartition des personnels soignants	12
Tableau 7: Superficie par District	14
Tableau 8: liste des stations météorologiques de la région du Vakinankaratra.....	16
Tableau 9: Température moyenne annuelle de la Région du Vakinankaratra	16
Tableau 10: Pluviométrie moyenne annuelle de la Région du Vakinankaratra	17
Tableau 11: Débit maximum de crue	18
Tableau 12: Nombre de population dans la Région du Vakinankaratra	18
Tableau 13: Evolution de la production (en tonnes) dans la Région du Vakinankaratra.....	19
Tableau 14: Evolution de la production du maïs (en tonnes) dans la Région du Vakinankaratra	19
Tableau 15: Evolution des productions par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra	20
Tableau 16: Evolution de la pomme de terre par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra	20
Tableau 17: Evolution de la production de café par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra	21
Tableau 18: Evolution de la production de tabac par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra	21
Tableau 19: Evolution de la production d'arachide par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra	22
Tableau 20: Productions fruitières et de cannes à sucre (tonnes)	23
Tableau 21: Effectif du cheptel dans la Région du Vakinankaratra.....	24
Tableau 22: types de capteur pour un système LIDAR	34
Tableau 23: résumé des caractéristiques de chaque méthode	37
Tableau 24: dimension de la borne	40
Tableau 25: caractéristiques d'un GPS Trimble R4.....	40
Tableau 26: carnet d'observation sur terrain	43
Tableau 27: caractéristiques du levé de détails	43
Tableau 28: organisation de la brigade.....	45
Tableau 29: extrait du levé de détails	46
Tableau 30: extrait du carnet de nivellement par double station.....	50
Tableau 31: coordonnées des points d'appuis.....	52
Tableau 32 : coordonnées des points de départ et d'arrivée:	55
Tableau 33 : Récapitulation du calcul des coordonnées planimétriques.....	62
Tableau 34: coordonnées définitives des sommets de la polygonale de base.....	63
Tableau 35: caractéristiques du raccordement progressif	66

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 36 : la valeur de la cubature compensée	72
Tableau 37:la valeur de distance en fonction de la vitesse.....	76
Tableau 38:impacts négatifs en zones cultivées.....	98
Tableau 39:: impacts négatifs vis-à-vis des travaux routiers en général.....	99
Tableau 40: la mesure d'atténuation en zone cultivée	100
Tableau 41: l'impact vis a vis des travaux routiers.....	102
Tableau 42: cout sur les travaux de terrain.....	104
Tableau 43: cout des matériaux et fournitures	105
Tableau 44: cout des travaux de bureau	105
Tableau 45:coût total de la route	106

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES ABREVIATIONS

APD: Avant Projet Détaillé

APS: Avant Projet Sommaire

BD : Base de Données

CHD : Centre Hospitalier Départemental

CSB : Centre de Santé de Base

EIE: Etude d'Impact Environnemental

FTM : Foibe Taotsaritan'i Madagascar

GNSS: Global Navigation Satellite System

GPRCIM : Guide de Protection Routière Contre les Inondations à Madagascar

GPS: Global Positioning System

LIDAR: Light Détection and Ranging

MECIE: Mise En Comptabilité d'Impact Environnemental

PK: Point Kilométrique

RTK: Real Time Kinematik

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

TVA : Taxe sur la Valeur Ajoutée

WGS 84: World Geodesic System 84

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Sur les 50 000 km du réseau routier existant à Madagascar, seuls 30 000 km sont praticables ces dernières années. Et encore, ces chiffres provenant des résultats d'enquêtes réalisées par le Guide de protection routière contre les inondations à Madagascar (GPRCIM) relèveraient encore d'un certain euphémisme car la réalité est autrement pire. Chaque année, près de 300 km de route sont détruites. Les passages cycloniques, la vétusté des infrastructures routières, l'absence des normes et le manque d'entretien sont essentiellement les facteurs de dégradation du réseau routier de la Grande Ile.

Récemment les maires des Communes dans certaines Régions de l'Ile se sont plaints du mauvais état des routes qui représente un frein majeur à l'écoulement des produits agricoles.

En effet, le secteur des transports joue un rôle primordial dans l'économie du pays, en particulier dans l'agriculture, pour la distribution et la commercialisation locales des cultures vivrières et également pour l'exportation des cultures de rente. C'est pour cette raison que notre ouvrage se porte sur « la Réhabilitation Routière » pour remédier aux plusieurs conséquences qu'impliquent la dégradation des routes sur les autres secteurs qui sont d'une importance majeure.

Le domaine de l'étude se situe précisément dans la région Vakinankaratra, reliant les communes environnantes. C'est dans l'un des tronçons à réhabiliter qu'on a pu adopter l'objet de notre mémoire qui s'intitule : « **CONTRIBUTION DU GEOMETRE TOPOGRAPHE POUR LA REHABILITATION DE LA ROUTE QUI RELIE VINANINKARENA ET IBITY** »

Cette étude comportera trois grandes parties dont la première parlera de généralités sur le projet et les études monographiques; la seconde donnera les détails sur l'étude technique du projet et enfin la troisième partie développera les études financières et les impacts environnementaux y afférents.

Partie 1: GENERALITES

Chapitre I: DESCRIPTION GÉNÉRALE DU PROJET

I. Localisation du projet

Notre zone d'étude se trouve dans la Commune Rurale d'*AlatsinainyIbity* dans le district d'*Antsirabe II*. Elle appartient à la région de *Vakinankaratra*, constituée de hauts plateaux, des collines plus ou moins escarpées et des massifs volcaniques. La région a un relief plus élevé. Les sols sont du type volcanique.

Elle est caractérisée par trois ensembles naturels :

- Au centre se trouve le massif volcanique de l'**Ankaratra**. Il culmine à 2 655 m et c'est le point culminant de la province d'Antananarivo ;
- Au Sud-ouest de la région, par la formation de dépressions à fond alluviale et présentant des nombreux cratères et des lacs, la zone méridionale (où se trouve notre zone d'étude) est dominée par la chaîne de l'**Ibity** (2 254 m d'altitude), elle est constituée par une succession des petites cuvettes au sol sableux, jonchées de blocs de quartzite de toute taille ;
- Le Moyen Ouest est constitué par des pénéplaines de **Mandoto-Ramaritina**, l'altitude diminue jusqu'à 1 000 m.

Notre zone d'étude proprement dite se trouve à une vingtaine de kilomètres au Sud de la ville d'Antsirabe. Elle est accessible par une route secondaire de l'Ibity qui s'embrancher sur la RN 7 au niveau de *Vinaninkarena* (PK. 177,5).

La commune d'Ibity est délimitée par :

- Les communes *Sahanivotry* et *Manandona* à l'Est,
- Les communes *Mangarano* et *Vinaninkarena* au Nord,
- Les communes *Tritrivaet* et *Marososona* à l'Ouest
- La limite de la région *Amoron'i Mania* au Sud.

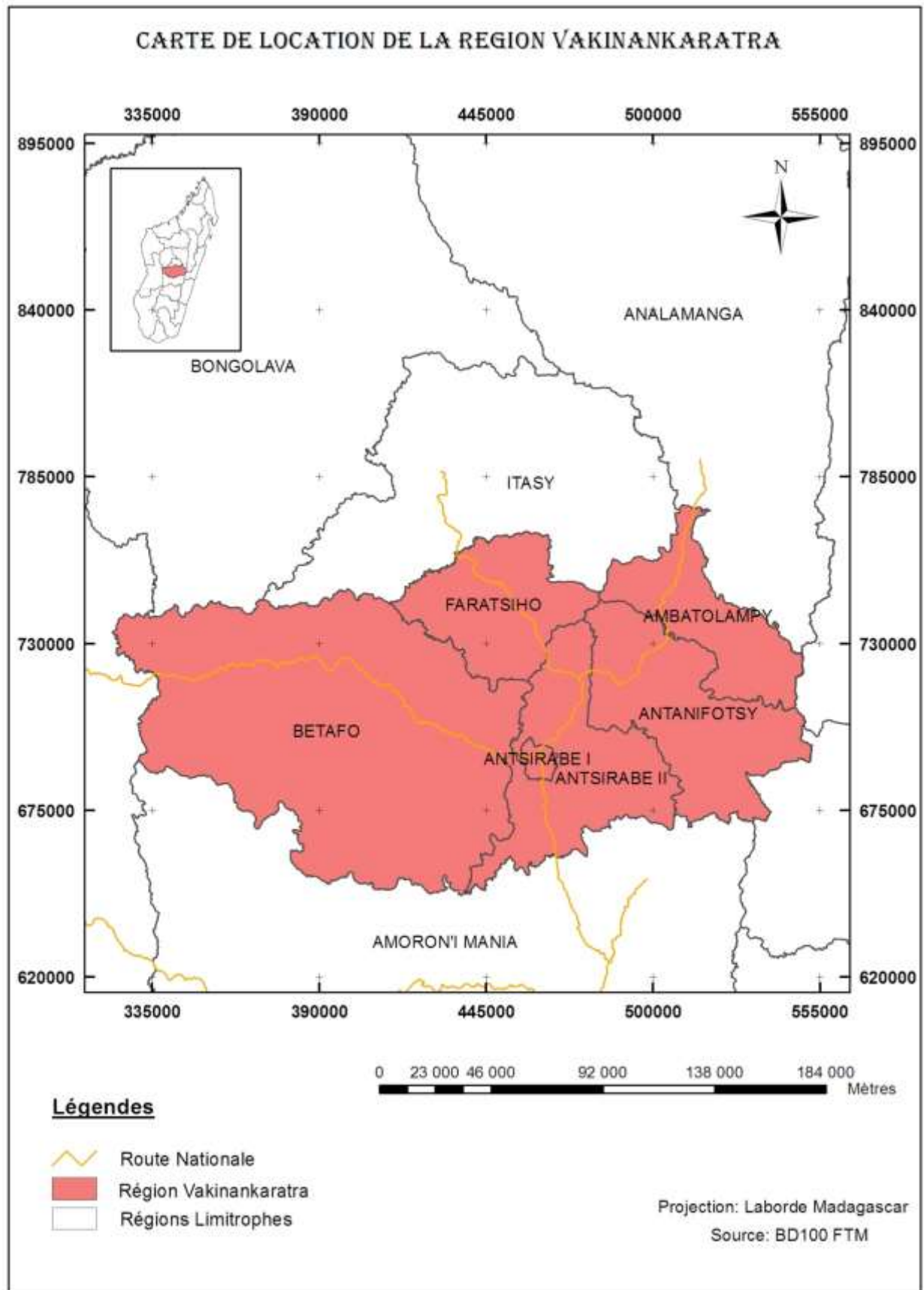
La zone d'étude est localisée par les coordonnées géographiques avec la projection Laborde:

Xmin= 450420.749m

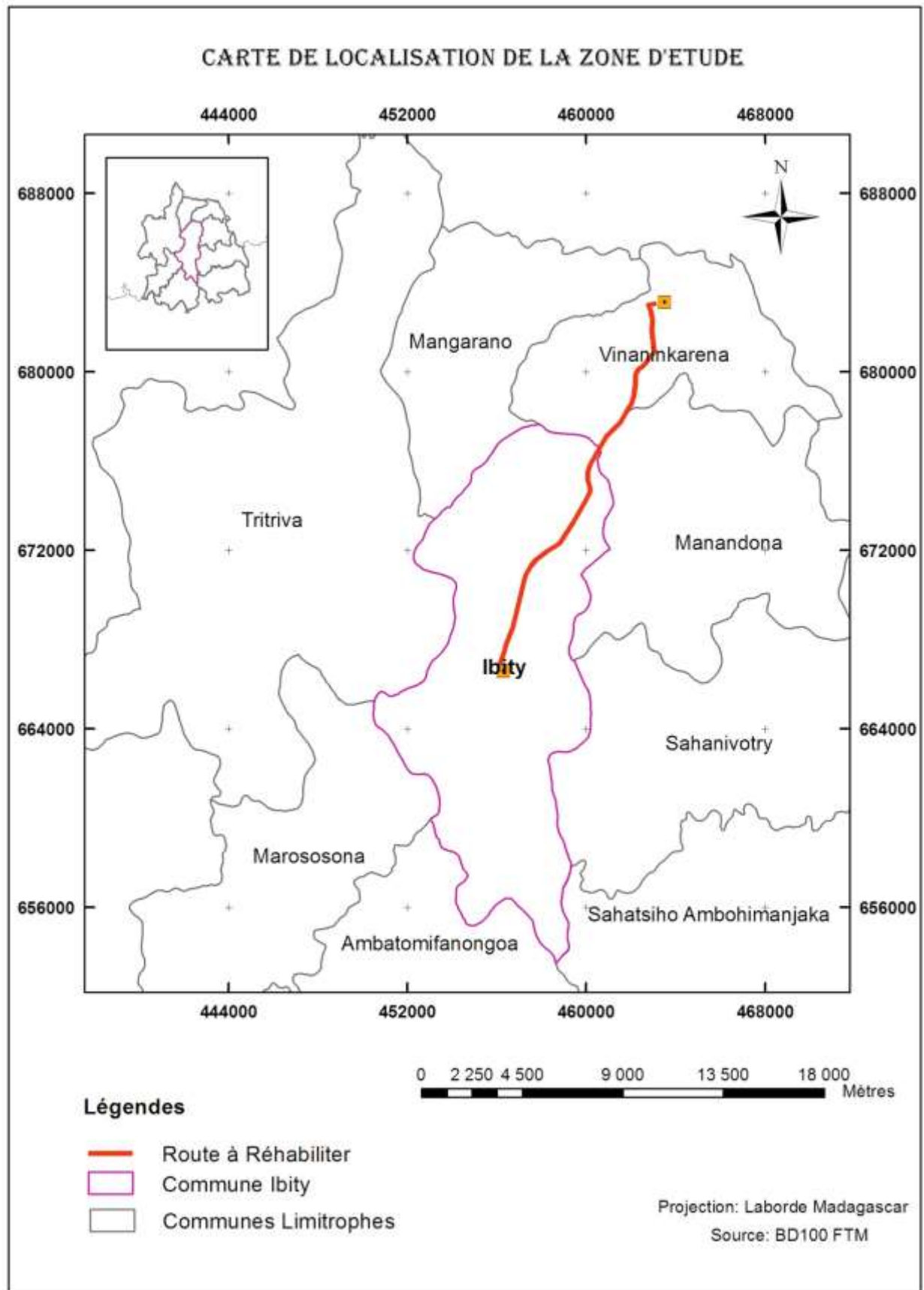
Xmax= 461262.420m

Ymin =653498.235m

Ymax= 677718.989m



Carte 1: carte de localisation de la région Vakinankaratra



[Carte 2: carte de localisation de la zone d'étude](#)

II. Objectifs du projet

L'entreprise HOLCIM a essayé de réaliser une étude d'aménagement d'une route en terre en route en béton.

L'Entretien des routes à Madagascar est orienté vers deux objectifs principaux à savoir: l'objectif technique et l'objectif socio- économique.

- Sur le plan technique, l'objectif consiste à offrir aux usagers de la route un niveau de service correspondant à leurs exigences en matière de:
 - Sécurité de circulation ;
 - Confort de conduite ;
 - Agrément des parcours des sites.
- Sur le plan socio-économique, l'Entretien routier a pour objectif de :
 - Faciliter la circulation des biens et des personnes de façon à promouvoir l'économie de la Région voire même celle de la Nation;
 - Réduire l'accélération du rythme de dégradation du réseau routier, de façon à éviter par la suite d'importantes opérations coûteuses comme la reconstruction,
 - Rentabiliser économiquement l'investissement.

III. Les avantages du projet

Les avantages de la route en béton sont les suivants :

Durable : c'est l'un des avantages prépondérants de la route en béton, sa durée de vie est longue, son entretien extrêmement réduit, lorsqu'elle est bien conçue et correctement mise n œuvre.

Sur le plan économique : le béton est économique, le cout est une donnée extrêmement relative. En effet, l'élément de comparaison doit être établi sur base du montant total des couts actualisés d'entretien sur la période de service. De plus, les contraintes budgétaires des pouvoirs publics pour l'entretien de leur réseau routier sont importantes. C'est pourquoi, une structure en béton à faible cout d'entretien et dont les prix des matières premières évoluent peu, constitue un atout indéniable.il fait également tenir compte de l'économie résultant de l'absence d'entretien : pas d'embouteillages, pas de risques d'accidents, pas de retards et pas de stress pour l'usager !

Sur le plan social : pour la sécurité ; l'adhérence des véhicules en tout temps et en particulier par temps de pluie et l'absence d'orniérage constituent des qualités essentielles en termes de sécurité des usagers

Sur le plan environnemental : elle est recyclable c'est-à-dire que en fin de vie ; les revêtements en béton démantelés sont envoyés vers des centres de concassage et les granulats de béton concassés sont ensuite réutilisés dans les

Partie 1 : GENERALITES

couches de sous fondation et de fondation ou comme gravillons pour des applications plus nobles.

De plus l'énergie consommée pour l'extraction ; la production, le transport et le traitement de fin de vie du béton pris sur l'ensemble de son cycle de vie est très faible au regard d'autres matériaux.

IV. Terminologie routière

Pour plus de compréhension dans la conception routière, il convient de définir un certain terme technique propre aux travaux routiers.

1) Assiette :

Surface du terrain occupée par la chaussée ; elle comprend les accotements, les talus, les fosses et l'encombrement total des ouvrages

2) Emprise :

Partie du terrain appartenant à la collectivité, affectée à la route et à ses dépendances, qui coïncide avec le domaine public.

3) Chaussée :

Surface de la route aménagée pour la circulation des véhicules. Au sens structural, la chaussée est aussi l'ensemble des couches de matériaux qui supportent le passage des véhicules.

4) Plateforme :

Constituée par une partie de l'assiette, elle se compose d'une ou de deux chaussées, éventuellement de la terre pleine d'accotements ou de trottoirs

On distingue deux cas :

Route en remblai. La plateforme s'étend jusqu'à la crête des remblais

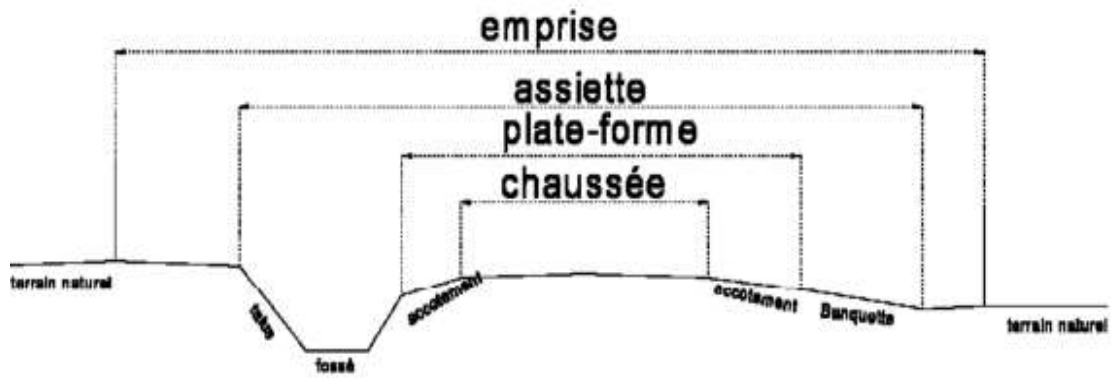
Route en déblai. La plateforme s'étend jusqu'à la crête du fossé côté route. S'il n'y a pas de fossé, elle s'étend jusqu'au pied du talus de déblai/

5) Accotements :

Zones latérales qui bordent extérieurement la chaussée, les accotements sont « dérasés » s'ils sont au même niveau que la chaussée, ils sont « Surélevés » dans le cas contraire.

Partie 1 : GENERALITES

Figure 1 : les éléments d'une route



Chapitre II: ETUDE MONOGRAPHIQUE

I. Étude monographique de la zone d'influence directe

La zone d'influence directe concernée par la réhabilitation de la route non classée qui relie la commune Vinaninkarena (PK 175+000) à la commune Alatsinainyibity (190+000) est le District d'ANTSIRABE II. La population totale de cette zone d'influence immédiate du Projet est estimée à 382.879 Habitants en l'an 2005, se répartissant sur une superficie de 2 769 km², avec une densité moyenne de 121,46 habitants au km²

1) Historique

La région est d'histoire relativement récente, parallèle à l'évolution des proto-malgaches sur les Hautes Terres. Le Vakinankaratra a été depuis longtemps soumis à la vassalité des royaumes d'Antananarivo. Plus récemment encore, la région a joué le rôle de pôle d'attraction et de zone d'immigration principalement Betsileo, d'où une certaine symbiose ethnique surtout pour les parties limitrophes de l'ex-province de Fianarantsoa. Les principaux sites sont dans les sites rizicoles (Ambohibary, Manandona) les sites d'activités agro-pastorales (Soanindrariny, Manandona, Ambatomena, Ambano, Ambohimiarivo) qui sont d'ailleurs les anciens cantons.

2) Délimitation de la zone

Le District d'Antsirabe II se trouve dans la Région Sud de l'ex-province d'Antananarivo, à 175 km de la capitale. Il est délimité par les Districts suivants :

- Nord : District de Faratsiho;
- Est et Nord-est : District d'Antanifotsy;
- Ouest et Sud- Ouest : District de Betafo ;
- Sud-est : District de Fandriana ;
- Sud: District d'Ambositra.

Il enclave la Commune Urbaine d'Antsirabe.

3) Situation géographique et climatologique

Le District d'Antsirabe II se trouve sur les roches cristallines de hautes terres ayant subies des mouvements tectoniques, séismiques d'où la richesse du sous-sol (des roches cristallines aux roches volcaniques, sédimentaires et métamorphiques) et l'existence de plaines de haute altitude et pénéplaine (Ambohibary, Manandona&hellip). Point culminant : Ampamoizankova : 2 366 m.

Le District dispose d'un réseau hydrologique assez dense en particulier les sources et affluents de l'ONIVE, le Fleuve de Manandona et le Lac d'Andranobe.

Partie 1 : GENERALITES

Le District bénéficie d'un climat tropical d'altitude semi-tempéré, assez forte amplitude drus et saisonnière, d'où l'intérêt de cultures tempérées : blé, vigne, culture maraîchères, etc. Le climat se divise en deux saisons bien distinctes :

- Novembre à Avril : saison pluvieuse et chaude ;
- Avril à Octobre : saison sèche et tempérée.

La pluviométrie moyenne annuelle de la zone est de 1200mm avec une température variant de 0°C à 29 °C.

4) Situation démographique

Le District d'ANTSIRABE II est composé de 20 Communes Rurales : Alakamisy , Ambano , Ambatomena , Ambohibary, Ambohidranandriana , Ambohimiarivo , Ambohitsimanova , Andranomanelatra , Antanambao , Antanimandry, Antsoatany , Belazao , Ibity , Manandona , Mandrosohasina , Mangatano , SahanivotryMandona , Soanindrariny, TsarahonenanaSahanivotry , Vinaninkarena et compte au total 204 Fokontany.

5) Les données économiques

a. Productions agricoles

Zone volcanique propice à l'agriculture et à l'élevage intensif, avec des conditions climatiques très favorables à l'agriculture, le District d'Antsirabe II offre des potentialités agricoles très importantes dans l'ex-province d'Antananarivo : le riz irrigué, le maïs, le blé constituent entre autres les principales cultures agricoles du District.

Le tableau ci-après, présente la répartition des surfaces cultivées par spéculation pendant la Campagne agricole 1998 - 1999

Tableau 1: Répartition des surfaces cultivées par spéculation

District	A	B	%	D	%	F	%	H	%	J	%
Antsirabe II	77715	77093	99.2	15.5	0.02	570	0.7	2266	3.04	523	0.7

(Source : annuaire statistique 1999)

A : surface totale cultivée B : cultures vivrières D : cultures de rentes F : cultures industrielles H : fruits J : légumes

Partie 1 : GENERALITES

Les données communiquées par les Annuaire Statistiques Agricoles pour l'an 2001 se présentent comme suit :

Tableau 2: Principales productions agricoles du district d'Antsirabe II

Désignation	Superficies cultivées (Ha)	Production (T)	Rendement (T /ha)
Cultures vivrières			
Haricot	13550	12400	0.92
Patate douce	6580	44200	6.72
Pomme de terre	14100	83100	5.89
Riz	13815	39950	2.89
Maïs	28030	8200	0.29
Cultures industrielles			
Arachides	380	310	0.81
Café	20	10	0.5
Tabac	385	315	0.80
Cultures fruitières			
Ananas		12.5	
Bananiers		1220	
Pommiers		21162	
Pêches et pruniers		60896	
Agrumes		3	
Poiriers		1120	
Kaki		270.1	
bibassiers		0.8	

(Source : annuaire statistiques agricoles 2001)

b. Elevage et pêche

Concernant le **gros élevage**, il se répartit de façon presque équitable entre les bovins et les porcins, les caprins et ovins étant presque inexistantes.

Pour le **petit élevage** on assiste à une prédominance de poularde entre 70 et 90 % des exploitations et des canards entre 10 et 30 % des exploitations.

Le nombre de cheptel et la production halieutique comptabilisée à partir des visas de conformité du service des eaux et forêts se présentent comme suit pour l'an 2001

Tableau 3: Effectif de l'élevage dans le District d'Antsirabe II

Désignation	Nombres des cheptels (têtes)
Bœufs	39.035
Porcs	4.900
Volailles	124.560

(Source : District d'Antsirabe II.)

Partie 1 : GENERALITES

6) Infrastructures éducatives

Tableau 4: Données sur l'enseignement dans le District d'Antsirabe II

établissements	Nombres d'écoles	Effectifs des élèves	Nombre d'enseignant
Niveau I			
Publics	166	26194	438
Privés	142	14580	270
Niveau II			
Publics	12	1250	54
Privés	7	147	48
Niveau III			
Publics			
privés			
total	266	27302	652

(Source : District d'Antsirabe II, année 2001)

Remarque : Seul ce district est doté d'établissement du niveau III, probablement du fait de sa proximité de la ville d'Antsirabe.

7) Infrastructures sanitaires

Les centres médicaux publics existent dans la Région de Vakinankaratra à savoir :

Les Centres Hospitaliers de District niveau 2 (CHD2) où l'on note la présence de médecins ;

Les Centres Hospitaliers de District niveau 1 (CHD1) dirigés par un personnel soignant autre que médecin ;

Le Centre de Santé de Base niveau 1 (CSB1) qui sont des dispensaires ou de Centres de Santé et de Soins Primaires ou de Postes Sanitaires tenus par un personnel soignant autre que médecin.

Les mêmes définitions ont été retenues pour comptabiliser les centres médicaux privés.

Tableau 5: Nombre d'établissement sanitaire dans le District d'Antsirabe II

services	CHU	CHD2	CHD1	CSB2	CSB1	TOTAL	OBSERVATIONS
publics		0	0	19	11	30	6NF
privés		0	0	12	1	13	0NF

(SOURCE : inventaire des sous-préfectures de Madagascar 2001)

Tableau 6: Répartition des personnels soignants

services	Population totale	médecins	dentistes	sages femmes	infirmiers	Aides soignants	total
publics	382.870		5	4	13	18	40
privés	382.870	6	0	0	4	1	11

(Source : SSD-Antananarivo 1997)

II. Étude monographique de la zone d'influence indirecte

Nous définissons la zone d'influence indirecte du Projet par les Districts et les Régions environnantes qui bénéficieront eux aussi de la Réhabilitation envisagée. Beaucoup sont les régions concernées mais on va parler seulement de la Région de Vakinankaratra.

1) Historique

Le royaume du Vakinankaratra, connu comme étant le royaume d'Andrantsay fut fondé vers le début du XVII^e siècle par Andrianony, un prince originaire d'Alasora, au sud d'Antananarivo. Longtemps, la capitale du royaume d'Andrantsay se trouvait à Fivavahana (ou Fiva), dans la région de Betafo. Les habitants d'alors se dénommaient eux-mêmes Betsileo, un nom qui passera ensuite à leurs voisins du sud. L'apogée de la puissance du royaume d'Andrantsay semble se situer au milieu du XVIII^e siècle. Son influence s'étendit même, alors, jusque dans le Menabe sakalava où une partie de sa population émigra à la suite d'un de ses princes. Le dernier grand souverain du royaume d'Andrantsay fut Andriamanalinarivo qui était encore sur le trône au moment où Andrianampoinimerina, assisté du jeune prince Radama entreprit sa conquête au début du XIX^e siècle. Depuis lors, son territoire se vit intégré au royaume merina sous la nouvelle appellation de Vakinankaratra. À partir de l'époque coloniale, le foyer principal de la région se déplaça à Antsirabe, devenue maintenant une importante ville moderne réputée pour la fraîcheur relative de son climat et la qualité de ses eaux thermales.

2) Monographie de la région du Vakinankaratra

Il s'agit ici de donner un aperçu des caractéristiques géographiques de la Région, de sa démographie et de son économie. Mais préalablement, il sied de déterminer la zone d'influence du projet.

a. Présentation de la région

La Région du Vakinankaratra est constituée de six Districts, qui sont Ambatolampy, Antanifotsy, Antsirabe II, Antsirabe I, Betafo, Faratsiho et de quatre-vingt six communes (86)

Les Régions limitrophes sont celles de : Bongolava, Itasy, Alaotra-Mangoro, Atsinanana, Amoron'i Mania, Menabe.

b. Répartition de la superficie par District

Le tableau ci-après informe à la fois sur la surface occupée par chaque District et sur le découpage administratif et territorial de chacun des Districts. Il convient alors de préciser les Communes, les Fokontany et les Arrondissements le cas échéant

Tableau 7: Superficie par District

Région	District	Superficie	Découpage administratif et territorial		
			Nombre de commune	Arrondissements	Nombre des FKT
Vakinankaratra	Ambatolampy	1463	19	06	231
	Antanifotsy	2136	11		
	Antsirabe I	112	01		
	Antsirabe II	2789	20		
	Betafo	9107	18		
	Faratsiho	2083	09		

(Source: District du Vakinankaratra 2006)

La Région du Vakinankaratra, dont la superficie est de 17.690 km² qui représente 2,99% de la superficie de Madagascar, est constituée de 78 Communes. A propos de l'espace occupée par les Districts de la Région, elle varie entre 112 km² (cas du District d'Antsirabe I) et 9.107 km² (cas du District de Betafo). Nous constatons alors les écarts prononcés qui existent entre la superficie de ces Districts.

Quant au paysage administratif et territorial, la Région du Vakinankaratra comprend 78 Communes réparties en Fokontany tandis qu'un seul District comporte des arrondissements.

Le tableau n°7 montre que le découpage administratif et territorial ne dépend nullement de la superficie des Districts. En effet si la superficie de Betafo est nettement supérieure à celle d'Antsirabe II, le nombre des Communes qui la compose se trouve être inférieur à celle d'Antsirabe II. D'autre part, le District d'Antsirabe I n'a qu'une seule Commune, par contre celle-ci se divise en six arrondissements.

c. Localisation géographique de la région

La Région de Vakinankaratra est limitée par les coordonnées géographiques suivantes : entre 18°59' et 20°03' de latitude Sud ;
entre 46°17' et 47°19' de longitude Est.

Relief

La Région du Vakinankaratra fait partie des hautes terres par rapport à l'ensemble de l'île. Son relief se distingue par une altitude plus élevée et elle est dominée par des sols volcaniques comprenant plusieurs bassins aménagés : Ambatolampy, Ambohibary et Faratsiho

Cette Région s'identifie aussi à trois ensembles naturels :

Le Centre qui est caractérisé par le massif volcanique de l'Ankaratra où se trouve la plus haute altitude de la circonscription administrative d'Antananarivo, qui culmine à 2.644 mètres : le Tsiafajavona ;

- Au Sud, la présence du massif de l'Ankaratra a provoqué dans la partie occidentale une série d'effondrements favorisant la formation de dépressions à fond alluvial et présentant de nombreux cratères et lacs. La zone méridionale, dominée

Partie 1 : GENERALITES

par la chaîne de l'Ibity est constituée d'une succession de petites cuvettes au sol sableux, jonchées de blocs de quartzite de toutes tailles ;

- Le moyen Ouest du Vakinankaratra est constitué par la pénéplaine de MandotoRamaritina où l'altitude s'abaisse à 1000 mètre.

Le District d'Ambatolampy est constitué par une fraction du versant oriental de l'Ankaratra.

Géologie

La géologie de la Région du Vakinankaratra est généralement constituée de :

- Volcanisme néogène à quaternaire de l'Ankaratra ;
- Série schisto-quartzo-calcaire du Sud.

Nous pouvons y trouver les formations suivantes :

- Les massifs quartzites qui sont les roches sédimentaires (sable) ayant subi une métamorphisation ;

- Les massifs granitiques, qui sont généralement dispersés sur la bordure occidentale du massif volcanique de l'Ankaratra dans l'Ouest et dans le Sud.

Le relief se trouve sur socle à sol ferralitique squelettique ;

- Les cuvettes. Les cuvettes lacustres sont dues à des activités volcaniques : des coulées de lave ayant obturé des vallées et engendrant ainsi les lacs. Certaines cuvettes étaient autrefois reliées entre elles. Ces zones d'alluvions lacustres, généralement fertiles, jouent un rôle important dans l'occupation humaine.

Climat

L'année comporte deux saisons bien individualisées :

- Une saison pluvieuse et moyennement chaude, de Novembre à Mars ;
- Une saison fraîche et relativement froide et sèche d'Avril en Octobre.

Le climat est caractérisé par les températures et les pluviométries qui sont présentées dans les tableaux qui suivent, et dont les données ont été obtenues auprès de la Direction de la Météorologie et de l'Hydrologie d'Antananarivo – Ampandrianomby.

Partie 1 : GÉNÉRALITÉS

Réseau de station météorologique

Tableau 8: liste des stations météorologiques de la région du Vakinankaratra

Station	Longitude Est	Latitude Sud	Altitude (m)	Observations
Ambatolampy	47°26	19°22	1.555	Non fonctionnelle à réhabiliter
Manjakatempo	47°18	19°22	1.600	
SabotsyNamatoana	47°23	19°19	1.650	
Behenjy	47°30	19°12	1.377	
Antsampanrano	47°36	19°03	1.480	
Tsinjoarivo	47°42	19°37	1.640	Non fonctionnelle
Antanifotsy gara	47°19	19°40	1.500	A réhabiliter
Ambohimandroso(ihazolava)	47°26	19°30	1.603	Non fonctionnelle
Ambatotsipihina	47°21	19°51	1.500	Non fonctionnelle
Ilempona gara	47°18	19°39	1.611	Non fonctionnelle
Antsirabe I	47°04	19°52	1.540	Non fonctionnelle
Antsirabe I		19°51	1.640	
Ambohiarivo	47°08	19°51	1.640	Non fonctionnelle
Antsirabe II	47°03	18°59	1.400	Non fonctionnelle
Vinaninkarena		19°47	1.628	Non fonctionnelle
Andranomanelatra		20°03	1.350	Non fonctionnelle
Manandona		19°54	1.800	Non fonctionnelle
Soanondrariny		19°37	1.650	Non fonctionnelle
Ambohibary	47°07	19°37	1.650	Non fonctionnelle
Betafo	46°50	19°50	1.490	Non fonctionnelle
Soavina	46°44	19°47	1.375	
Ankazomiriotra	46°32	19°39	-	
Mandoto	46°17	19°34	870	
Faratsiho	46°55	19°24	1750	A réhabiliter

(Source : Direction de la météorologie)

Remarque : Seulement, la plupart des stations ne sont plus fonctionnelles et trois stations sont à réhabiliter.

Température

Le tableau suivant illustre les variations de température moyenne périodique dans chaque District :

Tableau 9: Température moyenne annuelle de la Région du Vakinankaratra

Station	Altitude (m)	Période	Température Annuelle (°C)	Température moyenne			
				Mois le plus chaud		Mois le plus froid	
				Mois	T°	Mois	T°
Ambatolampy	1.555	61-90	16,8	Février	19,9	Aout	13
Antsampanrano	1.450	51-80	13,7	Février	16,8	Juillet	9,5
Antsirabe aero	1.540	61-90	16,7	Février	19,6	Juillet	12,7
Ambohibary	1.650	51-80	16,4	Janvier	19,0	Juillet	12,6
Ankazomiriotra	-	68-70	21	Décembre	22,9	Juillet	17,4
Faratsiho	1.750	51-80	17,7	Janvier	20,01	Juillet	14

Partie 1 : GÉNÉRALITÉS

(Source : Direction de la météorologie et de l'hydrologie d'Antananarivo – Ampandronomby 2001)

Le régime climatique de la Région du Vakinankaratra fait partie du régime climatique tropical d'altitude supérieure à 900 mètres. Les températures ne présentent pas trop de risque pour les diverses spéculations agricoles, sauf dans les hautes altitudes où quelques dégâts de gel ont été enregistrés une sur cinq.

Pluviométrie

Le tableau ci-après nous donne la pluviométrie annuelle de la Région du Vakinankaratra.

Tableau 10: Pluviométrie moyenne annuelle de la Région du Vakinankaratra

Station	Altitude (m)	période	Pluie annuelle (mm)	Nombre de mois secs	observation
AmbatolampyAntanifotsy	1.555	1951-	1392,7	0,5	Juin
AntsirabeAmbohibary	1.500	1980	1335,8	-	
Ankazomiriotra	1.540	1952-	1330,6	0	
Faratsiho	1.650	1980	1511,9	0	
	-	1961-	1399,1	4	Mai à aout
	1.750	1990	1952,7	0	
		1951-			
		1980			
		1960-			
		1970			
		1951-			
		1980			

(Source: Direction de la météorologie et de l'hydrologie d'Antananarivo – Ampandrianomby 2001.)

Ces mesures ont été effectuées pendant des périodes différentes pour la plupart des stations. La pluviométrie, au point de vue quantité de précipitation annuelle, ne présente pas de grande différence sur les statistiques de 20 à 30 ans. C'est la répartition dans l'année qui présente parfois des mois secs longs au début de la saison. Celle-ci ne permet pas ainsi un bon démarrage de la campagne agricole, surtout pour les rizicultures de bas fonds. Toutefois, les conditions climatiques sont favorables à l'agriculture ; d'autant plus que les variations de microclimat font que la Région présente toute une gamme de possibilités en matière agronomique dans les zones d'altitude comme Faratsiho et Antsirabe

Cyclones

La Région est rarement touchée par des perturbations tropicales. L'abondance des pluies pendant le passage des cyclones sur les hautes terres risque pourtant de provoquer l'inondation des parties basses et l'érosion des bassins versants.

Partie 1 : GENERALITES

Hydrologie

La Mahajilo et ses affluents (la Mania, la Kitsamby, la Sakay) ainsi que le Bas Mangoro et son affluent (Onive) traversent la Région du Vakinankaratra. Dans l'ensemble, le réseau hydrographique semble dense et assez hiérarchisé.

Tableau 11: Débit maximum de crue

Fleuve	Station d'observation	Surface BV (km ²)	Pente (m/km)	Débit maximal de crue m ³ /s		
				N=25	N=50	N=100
OniveManandona	TsinjoarivoSahanivotry	2.990	9,84	2.600	2.900	3.400
		973	9,55	650	850	1.100

(Source : direction de la météorologie et de l'hydrologie d'Antananarivo – Ampandrianomby 2001.)

III. Etude démographique de la zone d'influence

Le tableau ci-après montre l'effectif de la population ainsi que le pourcentage par District et la densité de la population dans la Région du Vakinankaratra.

Tableau 12: Nombre de population dans la Région du Vakinankaratra

Région	District	population	Pourcentage (%)	Densité (hab. /km ²)
Vakinankaratra	Ambatolampy	235.411	14,81	160,91
	AntanifotsyAntsirabe	304.433	19,15	142,52
	I Antsirabe II	175.136	11,01	1.563,71
	Betafo	364.762	22,94	130,79
	Faratsiho	329.476	20,73	36,18
		180.566	14,81	86,69

(Source: Région du Vakinankaratra 2006)

La population dans la Région du Vakinankaratra comporte 1.589.784 habitants, soit 9,24% de la population Malagasy avec une densité démographique qui est de 89,87 [hab/km²], ce qui est nettement supérieure à la densité nationale 29,06 [hab/km²]. Cette pression démographique est due au phénomène d'urbanisation favorisant des flux migratoires positifs qui se traduisent par l'apport de population en provenance des autres Districts.

IV. Etude économique de la région de vakinankaratra

L'étude économique de la Région du Vakinankaratra concerne :

- Le secteur agricole ;
- Le secteur de l'élevage.

Partie 1 : GÉNÉRALITÉS

1) Secteur agricole

Ce secteur comprend l'ensemble des activités concernant des productions utiles à l'homme, notamment sur le plan alimentaire. L'agriculture, comme dans tout Madagascar, constitue l'activité principale de la Région. Les conditions agro-climatiques et humaines permettent une vaste gamme de cultures. Nous y trouvons des exploitations de cultures vivrières, de cultures de rente et de cultures industrielles.

a. Cultures vivrières

Les cultures vivrières occupent plus de 95% des superficies cultivées de l'ensemble de la Région. Les principales cultures sont le riz, le manioc, le maïs, la patate douce, le haricot et la pomme de terre.

b. Le riz

Dans l'ensemble de la Région, l'activité agricole est dominée par la riziculture prépondérante dans l'organisation de l'espace.

Les principaux types de riziculture pratiqués dans la Région sont :

- Riz de bas fonds et plaines ;
- Riz irrigué et repiqué ;
- Riz irrigué en semis direct ;
- Riz irrigué en système de riziculture intensive (SRI) ;
- Riz de tanety : riz pluvial.

Le tableau suivant montre l'évolution de la production rizicole dans la Région du Vakinankaratra

Tableau 13: Evolution de la production (en tonnes) dans la Région du Vakinankaratra

District	2005	2006	2007	2008	2009
Ambatolampy	30.988	32.211	33.434	34.657	35.880
AntanifotsyAntsirabe	31.665	32.391	33.117	33.843	34.569
I et II	40.638	41.358	42.078	42.798	43.518
BetafoFaratsiho	85.503	87.031	88.559	90.087	91.615
	23.030	23.548	24.066	24.584	25.102
Total	221.824	213.539	221.254	225.969	230.684

(Source: projection à partir de l'annuaire statistique agricole 2001)

c. Le maïs

Le maïs est cultivé presque partout dans la Région. Les sols volcaniques riches lui conviennent très bien. L'exploitation est généralement de type artisanal et se rencontre sur le tanety, dans les bas de pente et sur baiboho. La culture est souvent associée à d'autres spéculations (haricot,...).

Tableau 14: Evolution de la production du maïs (en tonnes) dans la Région du Vakinankaratra

District	2005	2006	2007	2008	2009
Ambatolampy	6.168,5	6.409,5	6.650,5	6.891,5	7.132,5

Partie 1 : GENERALITES

AntanifotsyAntsirabe	9.465	9.092,5	8.720	8.347,5	7.975
I et II	13.781	12.507	11.233	9.959	8.685
BetafoFaratsiho	6.154	6.029,5	5.905	5.780,5	5.656
	5.553	5.964,5	6.376	6.787,5	7.199
Total	41.121,5	40.003	38.884,5	37.766	36.647,5

(Source : Projection à partir de l'annuaire statistique agricole 2001)

d. L'haricot

L'haricot est cultivé surtout pour la consommation humaine. Il est, soit associé aux autres spéculations (maïs) soit en culture simple. C'est une spéculation à cycle court (3 mois) qui apporte un revenu complémentaire aux paysans. Ils peuvent en faire facilement deux et même trois cycles par an. Depuis quelques années, le haricot est cultivé pour l'exportation dans les zones volcaniques de Betafo

Tableau 15: Evolution des productions par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra

District	2005	2006	2007	2008	2009
Ambatolampy	4.442	4.479	5.116	5.453	5.790
AntanifotsyAntsirabe	2.794	2.852,5	2.911	2.969,5	3.028
I et II	12.825	12.996	13.168	13.339,5	13.511
BetafoFaratsiho	1.512	1.531	1.550	1.569 3.	1.588
	2.956	3.035,5	3.115	194,5	3.274
Total	24.529	24.894	25.860	26.525,5	27.191

(Source : Projection à partir de l'annuaire statistique agricole 2001)

e. La pomme de terre

L'altitude joue un rôle essentiel dans la répartition actuelle des bassins de production de pomme de terre. Les exigences édaphiques de la pomme de terre sont importantes. Elle demande des terres profondes, saines, fraîches et bien drainées que nous rencontrons particulièrement dans les régions volcaniques et montagneuses des hautes terres.

Tableau 16: Evolution de la pomme de terre par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra

District	2005	2006	2007	2008	2009
Ambatolampy	20.946	21.082	21.218	21.354	21.490
AntanifotsyAntsirabe	50.739	49.679	48.619	47.559	46.499
I et II	95.030	99.523	104.016	108.509	113.002
BetafoFaratsiho	19.799	20.519	21.239	21.959	22.679
	35.020	34.275	33.530	32.785	32.040
Total	221.534	225.078	228.622	232.166	235.710

(Source : Projection à partir de l'annuaire statistique agricole 2001)

La production de pomme de terre est principalement concentrée dans la Région du Vakinankaratra (90 à 95% de la production nationale). Le rendement est d'environ 6 tonnes à l'hectare mais ce rendement varie en fonction de la saison de culture et de la fertilisation

Partie 1 : GENERALITES

f. La culture de rente

Les cultures de rente sont les cultures qui servent à l'exportation. La Région en connaît une : le café.

Le caféier, arbre dont est issu le café exige un sol riche, humide, absorbant mais assez souple pour permettre un drainage rapide des eaux excédentaires. Le sol idéal est composé de terreau de feuilles, de matières organiques et de poussières volcaniques. La température optimale pour la croissance du caféier est comprise entre 13 et 26°C. La Région ne compte que quatre Districts produisant les graines de café dont la production varie d'une année à une autre comme le montre le tableau.

Tableau 17: Evolution de la production de café par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra

District	2005	2006	2007	2008	2009
Ambatolampy	0	0	0	0	0
AntanifotsyAntsirabe	0	0	0	0	0
I et II	10	10	10	10	10
BetafoFaratsiho	46	48,5	51	53,5	56
	47	49,5	52	54,5	57
Total	103	108	113	118	123

(Source : Projection à partir de l'annuaire statistique agricole 2001)

g. Les cultures industrielles

Cette catégorie regroupe les plantes, dont les produits sont destinés aussi bien, à subvenir au besoin en matière des industries agro-alimentaires locales, qu'à l'exploitation pour être transformés. Les cultures industrielles dans la région appartiennent essentiellement aux groupes suivants :

- Les plantes stimulantes ;
- Les plantes oléagineuses.

En général, ces cultures ne sont pas encore développées dans la Région où elles sont fortement concurrencées par la riziculture. Pour l'occupation des sols, elles ne représentent que 0,94% des superficies totales cultivées.

❖ Plantes stimulantes :

Dans les contextes actuels, la plantation de tabac reste encore à l'échelle traditionnelle au niveau des paysans. D'une manière générale, la plantation de tabac s'effectue sur tanety. Son calendrier cultural prévoit une mise en pépinière au mois de Novembre, la plantation se situe au mois de Juillet et Août.

Tableau 18: Evolution de la production de tabac par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra

District	2005	2006	2007	2008	2009
----------	------	------	------	------	------

Partie 1 : GENERALITES

Ambatolampy	181	182,5	184	185,5	187
AntanifotsyAntsirabe	0	0	0	0	0
I et II	347	353	353	365	371
BetafoFaratsiho	484	495	495	517	528
	58	57	57	55	54
Total	1.070	1.087,5	1.105	1.122,5	1.140

(Source : Projection à partir de l'annuaire statistique agricole 1998/1999)

❖ Plantes oléagineuses

Les plantes oléagineuses représentées par l'arachide occupent une place prépondérante par rapport à la catégorie des plantes industrielles. Du point de vue utilisation de la production, cette dernière est en général destinée soit à la consommation, soit une partie à alimenter comme matière première les huileries traditionnelles locales dont les déchets sont valorisés dans la provenderie. Très pratiquée dans la zone, l'arachide est une culture saisonnière qui a un cycle moyen de 6 à 8 mois pendant lequel elle est très sensible au manque d'humidité.

Tableau 19: Evolution de la production d'arachide par District (tonnes) dans la Région du Vakinankaratra

District	2005	2006	2007	2008	2009
Ambatolampy	10	10	10	10	10
AntanifotsyAntsirabe	0	0	0	0	0
I et II	302	299	296	293	290
BetafoFaratsiho	471	479	487	495	503
	54	52	50	48	46
Total	827	840	843	846	849

(Source : Projection à partir de l'annuaire statistique agricole 1998/1999)

h. Légumes et fruits

❖ Légumes

La production de légumes est bien étalée sur toute l'année dans la Région. Nous distinguons les cultures de saison sèche pour les légumes racines : ail, oignon, carottes ; et celles de la saison pluvieuse pour les foliacées : asperge, artichaut, aubergine, chicorée, concombre, poivron, melon, petits pois, tomates, salades, etc...

❖ Fruits

Grâce à son altitude et aux conditions pédologiques favorables, la Région est une zone de production fruitière très variée : pêche, prune, pomme, vigne, poire, ananas.

Tableau 20:Productions fruitières et de cannes à sucre (tonnes)

Spéculation	Antanifotsy	Antsirabe I	Antsirabe II	Betafo	Faratsiho
Pommiers Nb de pied production	16.570 994	628 15,2	423.247 21.162	290 14,5	22.718 1.363
Agrumes Nb de pied production	670 90	70 1,4	150 3	7.303 1.092,6	
Pêchers Nb de pied production	17.729 2.5128, 2	4.880 71,5	327.461 37.419	6.550 52	17.550 2.632,5
Pruniers Nb de pied production	19.462 1.233	3.757 54,5	263.393 23.467	5.505 180	11.150 6.290
Poiriers Nb de pied production	735 87,3	135 13,5	8.142 1.220	145 11,6	
Bananiers Nb de pied production		11,9 71	8.142 1.220	175,4 1.052	16,2 64,8
Ananas Nb de pied production	950 1	1.875 1	2,5 12,5	64.506 77	66.000 66
Vignes Nb de pied production	2.654 13	11.530 47,1	6.475 5	220 1,1	3.897 19,5
Manguiers Nb de pied production			450 25	152.370 30.474	
Kaki Nb de pied production	7.756 232,6	3.245 97	1.909 179,1	430 11,5	
Avocatiers Nb de pied production	755 120	1.010 90	444 35,4	19.263 4.038,9	67 10,5
Bibassiers Nb de pied production			39 0,8		
Grenadelles Nb de pied production	85 185		2 4,3		

Partie 1 : GENERALITES

Cannes à sucre Nb de pied production				690	300
--	--	--	--	-----	-----

(Source : DRDR Vakinankaratra 2003)

2) *Secteur élevage*

L'élevage est une activité qui vise l'entretien, la reproduction, l'amélioration et l'utilisation d'animaux domestiques pour la satisfaction de besoins d'ordre matériel et alimentaire. La Région présente un taux en élevage assez conséquent comme le présente le tableau suivant.

Tableau 21:Effectif du cheptel dans la Région du Vakinankaratra

Recensement du cheptel	
Espèces	Effectifs
bovins	285.942
porcins	28.839
volailles	1.791.000
ovins	4.950
caprins	710
équins	270

(Source : DIRA Vakinankaratra 2003).

Partie 2: ETUDES TECHNIQUES

Chapitre III: ETABLISSEMENT DE LA BANDE D'ETUDE

I. Délimitation de la bande d'étude

Avant d'entamer la réalisation de tout le projet linéaire, il est primordial de bien délimiter la bande d'étude. C'est à l'intérieur de cette zone que les principales études du projet se dérouleront. Le plan de cette bande d'étude est au moins à l'échelle 1/5000 pour le projet d'exécution et devra mentionner toutes les informations concernant le projet, notamment les données topographiques, hydrologiques et géologiques.

L'établissement de cette bande d'étude sera réalisé selon la phase d'étude du tracé, les matériels disponibles et les caractéristiques géographiques du terrain.

Notre route est de 2voies sans ilots, nous avons établis une bande d'étude de 25m à droite et à gauche de l'axe mais tout d'abord nous avons levé toute la zone et ensuite pris une bande d'étude.

II. Méthodologie de réalisation

La première phase des travaux d'un aménagement linéaires est la réalisation de la bande d'étude suite à la reconnaissance, aux différentes contraintes du projet (précision, durée d'exécution, état de lieu ...) et matériels disponibles,

Le levé topographique consiste à mesurer faites sur les terrains, la Terre et les éléments qui s'y trouvent. En bref, le levé nous permet de connaître l'emplacement exact des éléments existants et nous permet de planifier l'aménagement de nouveaux éléments, ou des nouvelles structures, comme des routes ou des immeubles, en les plaçant exactement là où nous voulons les placer.

Les technologies et les types de levés sont nombreux et peuvent être classés en deux catégories :

- ✓ Les levés aéroportés par photogrammétrie, Lidar ... (Méthodes indirectes).
- ✓ Les levés au sol par STATION TOTAL, GPS ... (Méthodes directes)

Nous allons essayer de comparer ces différentes méthodes afin de pouvoir choisir c'est ce qu'on va pratiquer durant la réalisation de ce projet.

1) Les méthodes indirectes

a. Les levés photogrammetriques

C'est la technique qui se propose d'étudier et de définir avec précision les formes, les dimensions et la position dans l'espace d'une plusieurs photographies sur terrain en utilisant essentiellement des mesures faites sur une ou plusieurs photographies de cet objet.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

❖ **Le levé :**

Le levé photogrammétrie est un établissement du plan topographique dans un atelier à l'aide des appareils restitutions (appareil qui permet de faire des mesures sur de photos) en utilisant des clichés de prise de vue aérienne.

Le levé photogrammétrie est composé des opérations suivantes :

- La prise de vue aérienne,
- La stéréopréparation,
- L'aérotriangulation
- La restitution.

Il est une représentation en trois dimensions (3D) de la zone d'étude c'est-à-dire des coordonnées X, Y, Z.

➔ *La prise de vue aérienne :*

Comme système d'information, les photographies aériennes constituent les données de base pour la photogrammétrie

En effet, les photos aériennes fournissent sous une forme commode, un certain nombre d'informations sur des objets considérés isolément ou appartenant à certains ensembles de la surface topographique. Ces informations sont recueillies grâce à l'enregistrement de rayonnement émis par ces objets sur une surface sensible au moyen d'un appareil photographique.

Au cours d'un vol photographique, 3 fonctions sont essentielles :

Pilotage : pilote

Navigation : navigateur

Photographie : photographe

Ces 3 forment une équipe qui doit être bien soudée

➔ *La stéréopréparation*

La stéréopréparation est l'ensemble des opérations qui ont pour but l'identification et la détermination directe sur terrain du canevas de restitution (points de calage)

Elle suppose l'existence préalable dans la zone à lever, des réseaux géodésiques et nivellement de précision assez denses.

En ce qui concerne la stéréopréparation ; elle n'exige qu'un nombre relativement faible de point d'appui, mais il est impératif que ces points répondent à certaines exigences de situation et de précision

L'unité de travail est le bloc de bande, pouvant comporter certaines des clichés. Le bloc ne correspond pas forcément au découpage des coupures de la carte. Leurs limites sont imposées d'avantages par :

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

- La configuration du terrain
- Le tableau d'assemblage des missions photographiques
- La disposition de point d'appui
- Les points qu'on peut déterminer par plusieurs procédés.

➔ *L'aerotriangulation :*

L'aerotriangulation est une méthode de détermination de coordonnées de points par la méthode photogramétrique ; il consiste à une orientation simultanée de plusieurs photos formant un bloc pour la détermination de leur coordonnée

Un bloc de photos est composé au moins 3 photos consécutives (un couple) liées entre eux par des points de liaison (tel point)

Elle a pour objet de mettre en place de photos et/ou couple dans un appareil de restitution nécessite la détermination d'au moins 6 points par modèle. et d'acquérir de ces 6 points sur terrain seraient très chers et demande beaucoup de temps.

Le but de l'aerotriangulation est donc liée à la réduction de coût et délai pour la détermination de coordonnées X Y Z de point de mise en place de couple par exemple dans le domaine suivants : travaux de génie civil, cadastre, géodésie....

Le principe de la base de l'aerotriangulation peut être simplifié par le fait que nous avons à former en premier lieu l'unité de base que peut être :

- Le faisceau de rayon perspectif : qui est déterminé à partir des coordonnées de chaque cliché
- Les modèles : qui sont déterminés à partir de l'orientation relatives
- Une bande : par le transfert d'élément de l'orientation absolue du couple

Ces blocs unitaires seront ensuite pour former une suite de superstructure compacte (un bloc) couvrant une large surface. Ce bloc compact sera ensuite stabilisé et intégré dans un système terrestre à l'aide de point de contrôle.

➔ *La restitution*

La restitution consiste en la recherche de l'ensemble des points d'intersections de tous les rayons homologues de deux gerbes perspectives définies par deux clichés photographiques formant des couples

Elle a pour objet de transformer les projections coniques de photographies en projections orthogonales, afin d'obtenir des plans graphiques à toutes les échelles ainsi que des valeurs numériques de n'importe quel point

La restitution peut se faire par voie semi-analytique, analytique ou numérique.

La restitution photogrammétrique combine systématiquement deux images qui ont été photographiées depuis différents points. Chaque œil observe une autre image et, si les images sont bien orientées dans l'appareil, on obtient une vue en trois dimensions. Cela facilite l'identification et l'interprétation de certains objets (les bâtiments, par exemple).

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Pour le levé proprement dit, on utilise une marque flottante qu'on met en contact avec le point à mesurer. L'appareil transforme les coordonnées X Y du point apparaissant sur la photo de gauche et sur celle de droite en coordonnées X Y Z du point qui serait mesuré en trois dimensions sur le terrain. Finalement, ces coordonnées X Y Z sont enregistrées et traitées à l'aide de logiciels graphiques.

❖ La mesure photogrammétrique

Cette opération porte le nom de stéréorestitution, et nécessite des calculs préalables, le premier étant l'orientation interne. Cette étape permet de définir le référentiel des mesures effectuées sur un cliché. Elle est réalisée grâce aux repères de fond de chambre, lorsqu'ils existent.

Enfin, l'orientation externe permet de se rapporter à l'objet. Cette orientation peut être faite en une étape, en établissant un lien direct entre les mesures sur le cliché et le système de référence de l'objet ou en deux étapes,

soit une orientation relative, qui crée un modèle plastique permettant l'observation stéréoscopique, puis une orientation absolue qui projette ce stéréomodèle sur le système objet, par le biais d'une similitude spatiale.

$$\begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix} + mR \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} \quad (1) [1]$$

Plus concrètement, la mesure photogrammétrique consiste, après élimination de la parallaxe verticale, à déterminer la parallaxe horizontale (Figure 2), dans les référentiels image de chacun des clichés. La parallaxe verticale est éliminée lors de l'orientation relative du couple. On satisfait alors la condition de coplanéité, fondamentale pour autoriser toute mesure ultérieure.

Dans un cadre général, on pourra alors déterminer les coordonnées modèle de tout point, pour ensuite les projeter dans le système terrain ou objet. Les relations permettent le passage des coordonnées image aux coordonnées terrain, dans le cas normal, c'est à dire seulement lorsque les axes de prises de vue sont parallèles.

$$\begin{aligned} Z &= \frac{c.B}{\xi_2 - \xi_1} \\ Y &= -Z \frac{\eta_1}{c} \\ X &= -Z \frac{\xi_1}{c} \end{aligned} \quad (2) [1]$$

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

❖ Les grands principes de la photogrammétrie

La photogrammétrie exploite la faculté de l'homme à percevoir le relief à partir de deux images planes d'un objet, prises de deux points de vue différents. C'est ce que nous faisons quotidiennement grâce à nos yeux et leurs rétines.

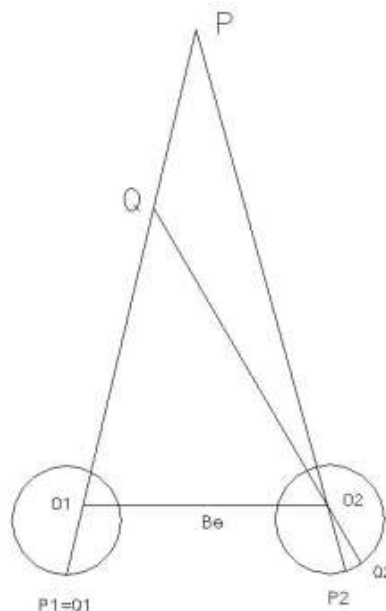
Comme le montre la figure (2), les points P et Q de l'espace objet sont à des éloignements différents du point d'observation. Il en résulte une parallaxe horizontale ($P_2 Q_2$), qui différencie les deux images rétinienne lors du fusionnement. Il est intéressant de noter que l'acuité en vision binoculaire est de l'ordre de $5''$ à $10''$, soit

16 à $48\mu\text{m}$ pour une distance de mise au point de 1m, alors qu'elle n'est que de $30''$ en vision monoculaire, soit $160\mu\text{m}$ pour la même distance de mise au point.

A partir de deux clichés, on peut reconstituer le même processus. La détermination de l'objet est alors basée sur la mesure des coordonnées, dans l'espace image, de la trace que cet objet a laissée sur l'émulsion photographique. L'élément fondamental de la mesure stéréoscopique est, dans le cas normal, la parallaxe horizontale, à partir de laquelle peut être calculé la distance à l'objet.

Au final, les coordonnées tridimensionnelles de l'objet, dans un système de référence qui lui est propre, sont issues d'une transformation spatiale, dite projective ou de similitude.

Figure 2: principe de vision binoculaire, plan d'observation horizontal (Kraus et Waldhausel, 1998)



Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Le principe général est basé sur la perception humaine du relief par observation stéréoscopique. Pour le cas de la photogrammétrie aérienne ; un avion équipé d'une chambre de prise de vues vole au dessus d'une région, de façon qu'une partie du terrain figure sur deux clichés correspondant à deux positions différentes de l'avion.

❖ Avantages de l'utilisation de la photogrammétrie

- ✓ L'accessibilité du terrain ne pose aucun problème
- ✓ La mesure de points et le déplacement d'un point à un autre se font très rapidement, ce qui augmente fortement le rendement.
- ✓ Le levé photogrammétrique est rapide. On se déplace très vite d'un point à un autre et l'enregistrement se fait directement. Il est possible d'effectuer les mesures sans rencontrer des problèmes d'accessibilité sur le terrain.
- ✓ Réduction du coût de production par rapport à un relevé terrestre traditionnel sur une même grande surface
- ✓ Aucun problème d'accès sur les zones à relever (autorisation, dangerosité liée notamment à la circulation)
- ✓ Fourniture éventuelle des photos pour un état des lieux

❖ Problèmes liés à l'usage

Les prises de vues aériennes exigent de très bonnes conditions atmosphériques

Tout n'est pas visible sur la photo aérienne (détails trop petits ou cachés par des arbres)

❖ Précision photogrammétrique

Pour la production de base de l'IGN, les prises de vues sont réalisées à une altitude de quelque 3.200m. Les images obtenues à l'aide d'un objectif standard, avec une focale de 152mm, ont une échelle de 1:21 000. Plus l'échelle est petite, moins grande sera la précision des levés photogrammétriques ; d'autre part, si on multiplie l'échelle par deux, par exemple, il faudra photographier et traiter quatre fois plus d'images pour couvrir la même superficie. L'échelle choisie est donc un compromis entre coût et précision. Pour certaines applications, on vole à une altitude supérieure à 8.000m, pour d'autres à peine à 600m.

b. Les levés par LIDAR

❖ Définition

La télédétection par laser ou LIDAR (Light Detection And Ranging) est une technique de mesure à distance fondée sur l'analyse des propriétés d'un faisceau de lumière renvoyé vers son émetteur

❖ Généralité

Le concept du LiDAR, (Light Detection And Ranging, c'est-à-dire détection de la lumière et mesure à distance), découle de celui du laser (Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation). Il est très proche de celui du radar, la seule différence étant la gamme de longueur d'onde utilisée. Au contraire du radar

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

qui fonctionne en hyperfréquences, le LiDAR travaille à plus haute fréquence, dans le domaine optique, de l'ultraviolet au proche infrarouge avec des longueurs d'onde typiquement de l'ordre du micromètre.

Figure 3:spectre électromagnétique et domaine d'application du LIDAR



Le levé laser aéroporté a vu le jour avec l'Airborne Profile Recorder (APR) en 1960. Cet appareil permettait d'enregistrer un profil altimétrique par avion et déterminait l'altitude d'un point en combinant les mesures de deux instruments : un altimètre barométrique et un distance-mètre radar. Jusqu'au début des années 90, les lasers profileurs faisaient des coupes altimétriques de terrain.

Une nouvelle technologie, les lasers scanneurs, a été développée dans les années 95.

Elle permet d'effectuer un balayage perpendiculaire au mouvement du vecteur et donc de couvrir des zones de terrain plus vastes nécessitant moins de lignes de vol. Les systèmes laser aéroportés offrent une acquisition rapide et précise de points 3D, en mesurant la distance entre un avion (ou un hélicoptère) et le sol. Ils suscitent depuis quelques années un intérêt grandissant auprès de la communauté scientifique et métrologique mondiale, d'autant plus que la rapidité d'obtention de données 3D, la bonne précision altimétrique en tous milieux et leur coût abordable les posent en concurrent très sérieux des techniques d'acquisition 3D par restitution photogrammétrique ou par corrélation.

❖ Principe du levé par LIDAR

Le LiDAR fonctionne sur le même principe que le Radar, mais les ondes radio sont remplacées par les ondes lumineuses (impulsions) émises par un laser (Ultraviolet, infrarouge)

Le laser émet une onde lumineuse. Elle interagit avec les différents composants qu'elle rencontre. Une partie de cette onde est rétrodiffusée et collectée par le télescope. À partir de cette composante rétrodiffusée, on peut alors déduire des informations quant au diffuseur (sa concentration par exemple) et sa distance par rapport au système de mesure.

❖ Présentation technique

Les technologies LiDAR et d'imagerie numérique ont considérablement changé le monde de la cartographie de précision. Que ce soit en mode statique ou dynamique (aéroporté ou terrestre), les nuages de million de points et les images à très haute

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

résolution (quelques cm) ont peu à peu envahi le marché de la mesure tridimensionnelle de l'environnement naturel et construit.

Le secteur des infrastructures (route, rail, électricité, ...) est un des larges bénéficiaires de ces nouvelles techniques d'acquisition.

Elles permettent d'acquérir avec une précision décimétrique des données numérique 3D, non seulement du terrain, mais également de tout objet tels que bâtiments, végétations, câbles, panneaux... De quelques points par mètre carré il y a encore 5 ans, les LiDAR actuels permettent d'atteindre des densités de plusieurs centaines de points par mètre carré. Les caméras numériques ne sont pas en reste non plus avec une course aux mégapixels permettant de produire des orthophotos avec des résolutions de 5cm ou moins.

Le secteur routier est de plus en plus demandeur de ce type de données car elles offrent une polyvalence pour de nombreuses applications : SIG routier, géométrie de base pour les aménagements, planifications, rénovations.

L'acquisition dynamique permet de travailler sur route ouverte, avantage incontestable pour les réseaux routiers. Deux variantes dynamiques sont présentes : LiDAR embarqué sur un véhicule terrestre, et LiDAR aéroporté.

❖ Principe de levé

Le principe est basé sur la mesure de distances par l'intermédiaire d'un scanner laser embarqué à bord d'un aéronef, avion ou hélicoptère.

Il est basé sur le fait que les coordonnées de chaque point levé sur la surface terrestre peuvent être calculées en déterminant la position de l'aéronef, et les distances et directions entre le scanner et le point mesuré.

Voici un tableau qui illustre les 3 types de capteur pour un système LIDAR

Tableau 22:types de capteur pour un système LIDAR

Types	Caractéristiques	Avantages
LIDAR hélicoptéré	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Système ALMIS 350, ALMIS 650 ou Riegl Q560. ▪ Possibilité d'imagerie numérique couleur haute résolution et géo référencée simultanément avec le LiDAR. ▪ Acquisition typique de 1 à 10 points par mètres carrés. ▪ Précision entre 5 et 10 cm en élévation 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Précision et densité de points accrues ▪ Les vols lents et à basse altitude permettent de densifier les points au sol en secteurs abrupts ou très boisés ▪ Des vols peuvent être effectués lorsque le plafond nuageux est bas ▪ Un virage est effectué en 30 secondes vs. 6 minutes en avion ▪ Système très efficace pour cartographier des corridors
LIDAR Aéroporté	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Altitude maximum de 3000 m ▪ Fréquence d'émission variable de 33 kHz à 100 kHz ▪ Précision de 10 à 15 cm en élévation 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vitesse de vol rapide ▪ Permet de couvrir de grand territoire ; ▪ Captage économique/km² ▪ Densité standard entre 1 et 4 points par mètre carré
LIDAR camion porté	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Installation et opération facile ▪ Mat de 4 mètres permettant un captage efficace ▪ Densité de 10 à 40 points au mètre carré selon la vitesse 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Relevé topographique de haute précision sans fermeture de voies ▪ Précision de 2 à 3 cm/pt ▪ Facilité d'acquisition des données ▪ Rapidité de production des livrables

Trois éléments indispensables composent un tel système laser : un scanner laser, un GPS et une centrale inertielle

❖ Les données issues d'un levé LIDAR

Les images (données LIDAR brutes) sont apparentées à des distances et pour être transformées en coordonnées en utilisant les paramètres d'orientation directe (GPS-INS) combinée avec les points d'ajustage. Dans la plupart des cas, le fournisseur des données livre directement les triplets de coordonnées (X, Y, Z). Il effectue également la classification des points ; cette opération consiste à séparer les retours d'impulsion suivant la nature physique du point d'impact. Le principal logiciel de classification reste TerraScan, étant donné que les outils de classification de données de type LiDAR ne sont pas fournis dans les principaux logiciels de traitement d'image du marché. Typiquement, une classification standard algorithmique trie les derniers retours de sorte qu'ils appartiennent vraiment au sol et non à des strates arbustives de faible élévation

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

❖ Le relevé routier par système LIDAR

Dans le cadre du plan de réhabilitation des routes, le secteur routier est de plus en plus bénéficiaire de ces nouvelles techniques d'acquisition : le système LiDAR

Elles permettent d'acquérir avec une précision décimétrique des données numériques

3D, non seulement du terrain, mais également de tout objet tels que bâtiments, végétation, panneau et aussi de réaliser des MNT, des MNS, ainsi que des profils en long et en travers de projets linéaires

Le secteur routier est de plus en plus demandeur de ce type de données car elles offrent une polyvalence pour de nombreuses applications : SIG routier, géométrie de base pour les aménagements, planifications, rénovations.

Les exigences en termes de géométrie de la chaussée étaient fixées à une précision planimétrique relative (entre 2 points) de 2cm (1 sigma), une précision altimétrique relative de 3cm (1 sigma) et une précision absolue altimétrique < 5cm (1 sigma).

C'est dans ce contexte qu'une évaluation de l'acquisition héliportée de haute précision (< 5cm) a été entreprise afin d'estimer le potentiel de la méthode en terme de précision absolue et relative des points LiDAR (notamment sur la chaussée) mais également sous l'aspect photogrammétrique (orthophotos et stéréorestitution d'objets).

❖ But de relevé

- ✓ Topographie de la chaussée avec une précision altimétrique absolue <2cm et précision planimétrique absolue 5 < cm
- ✓ Mesure de l'emprise de la chaussée et éléments (ouvrages)
- ✓ Orthophoto haute résolution (<5cm) pour situation générale

❖ Les données produites

- Couverture d'environ 100 m de large
- MNT de la chaussée avec précision altimétrique <3cm (après recalage au GCP)
- Extraction des lignes de ruptures artificielles : bord de route, pont, ...
- Vectorisation 3D des bords de route et signalisation (regards,
- Orthophoto haute résolution (2cm) de la chaussée et abords

❖ Les avantages du système LIDAR

- Forte précision altimétrique : les systèmes laser reposent sur une mesure de distance extrêmement précise et permettent donc d'obtenir des données altimétriques fiables;
- Mesures indépendantes de l'éclairement : le laser est un système actif qui peut être utilisé de nuit ou par temps sombre, ce qui offre beaucoup plus de possibilités de vol qu'en imagerie optique. En revanche il est déconseillé de voler par grand vent pour ne pas perturber la stabilité du vecteur et du capteur ;

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

- Utilisation des échos multiples en milieu urbain et surtout en milieu forestier (bonne pénétration dans la végétation) ;
- Rapidité de préparation, d'acquisition et de traitement : les données sont immédiatement numérisées lors du vol puis elles sont analysées au sol. Cependant il est fortement conseillé de réaliser un travail s'apparentant à un travail de stéréo-préparation même sommaire.
- Mesures indépendantes de l'éclairement (système actif).

c. Les points critiques

Toute la qualité géométrique est issue de l'emploi combiné du GPS et de l'INS, en l'absence de processus d'ajustement des bandes.

Les données laser seules sont difficilement exploitables (outils de contrôle et de corrections des données laser s'appuyant sur des données externes).

Il existe souvent une répartition inégale des points provenant à la fois de la nature du balayage et du recouvrement.

La collecte des données ou tout simplement le levé topographique joue un rôle clé dans le développement de notre milieu physique. Nous avons besoin de levés et de cartes précis pour construire des routes, des maisons, des écoles, ainsi que pour localiser nos ressources naturelles et nos frontières.

Le levé topographique consiste à mesurer les terrains, la Terre et les éléments qui s'y trouvent. Il détermine l'emplacement spatial de points. En bref, le levé nous permet de connaître l'emplacement exact des éléments existants et nous permet de planifier l'aménagement de nouveaux éléments, ou des nouvelles structures, comme des routes ou des immeubles, en les plaçant exactement là où nous voulons les placer.

Le choix de la technique à utiliser est tributaire par des critères suivants :

- La précision recherchée : pré-étude grossière, lever expédié, régulier, catégories...
- La nature du terrain : relief, masques, couvert, étendue, distance des points...
- La densité requise des points du levé disponibilité des points de rattachement
- Cahier des charges, du prix de revient du marché et des délais impartis.

Dans le domaine de la voirie il y a lieu de prendre en considération un autre critère déterminant qui est la nature des travaux à construire ;

Cas de construction neuve : (levé d'un grand étendu avec une précision convenable) dans ce cas l'utilisation de la photogrammétrie est très souhaité malgré qu'elle assez limité en terme précision (surtout en cas de terrain accidenté) ou le Système LIDAR qui devient de plus en plus avantageux.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Cas d'entretien ou récupération de chaussée existante : (levé très minutieux avec une bonne précision), ceci nécessite l'utilisation des méthodes de levé au sol (Station total ou GPS) qui donnent en générale une bonne précision mais reste limité en terme de rendement devant cet endicap le LIDAR devient de plus en plus le moyen le plus fiable surtout avec les progrès qu'il a connu en terme de précision.

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques de chaque méthode :

Tableau 23:résumé des caractéristiques de chaque méthode

	precision	rendement	Densité des points
Methode au sol Station Total	+++	5ha / j	+
Methode au sol GPS	++	10 ha/ j	+
Methodeaeroportéephotogrammetrie	+	10000ha /j	++
Methodeaeroportée LIDAR	++	10000 ha/j	+++

2) Les méthodes directes

Le levé terrestre direct est un procédé de mesure topographique qui consiste à prendre directement la position planimétrique et altimétrique des objets et des points sur le terrain afin de reproduire fidèlement le relief et tous ce qui s'y trouvent sur un plan. C'est la méthode la plus utilisée pour le levé topographique destiné à l'établissement de plan d'exécution d'un aménagement de génie civil. Ceci s'explique par sa précision plus élevée que la méthode photogrammétrique et que l'exécution de cette dernière doit être confiée à de bureau d'étude spécialisé

Le levé topographique dans les travaux de génie civil est donc rarement effectué par voie photogrammetrique ou ainsi par le système LIDAR. C'est pour cette raison que nous traitons essentiellement dans ce présent ouvrage le procédé terrestre.

Pour le cas d'entretien ou récupération de chaussée existante : le levé terrestre est très minutieux avec une bonne précision, et qui reste limité en terme de rendement

Chapitre IV: LES DIFFERENTES PHASES D'ETUDE D'AMENAGEMENT ROUTIER

L'établissement d'une bande d'étude d'un tracé routier se base sur des analyses multicritères de données de la région lors des études préalables de l'aménagement routier qui s'ordonnent comme suit:

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

- Avant-projet sommaire (APS) ;
- Avant-projet détaillé (APD) et
- Projet d'exécution.

L'Avant Projet Sommaire APS

L'objectif de l'APS est de faire une estimation des avantages à moyen et à long terme que la réalisation du projet apporte par rapport aux investissements nécessaires à sa construction et à ses entretiens. Les apports au développement sont basés sur des analyses des informations topographiques, géographiques, géologiques, hydrauliques, géotechniques, socio-économiques et environnementales des différents tracés ou itinéraires possibles. Les données de base de ces analyses peuvent être cartographiques (informations physiques) et/ou les résultats d'un diagnostic économique (trafic existant et projection de développement) de la région et de ses influents. A partir de ces données ; on sera en mesure de choisir le tracé qui fera l'objet d'un avant projet détaillé.

Dans la phase d'APS , nous avons aussi mis en place les bornes pour le rattachement ainsi que pour la polygonale de base qui sont placés non loin de l'axe de la route pour pouvoir faire le levé dans le bande d'emprise.

L'Avant Projet Détaillé APD

Sur la base des résultats de l'APS, on procède à la définition des caractéristiques principales des ouvrages, et les divers paramètres du tracé retenu.

Ces données sont primordiales pour l'étude de faisabilité et pour avoir une idée précise sur la rentabilité de ce tracé en évaluant son coût d'investissement en comparant avec les retombées économiques attendues de l'aménagement. Les études géométriques nécessaires au futur tracé projeté sont faites à partir d'un plan à grande échelle. Suivant l'importance du projet, l'établissement de ce plan pourra être effectué par voie topographique directe (tachéométrie, GPS) ou par méthode photogrammétrique (photos aériennes).

Le projet d'exécution

Avant de faire des levés topographiques, il faut tout d'abord déterminer la bande d'étude. Dans notre zone de travail, la largeur de la bande d'étude adoptée est de 25m a droite et a gauche de l'axe. Le choix de cette largeur doit tenir compte du changement futur du tracé en cas de besoin éventuel d'élargissement ultérieur.

L'équipe des topographes procède au levé des détails planimétriques situés dans l'emprise de la bande d'étude et doit inclure toutes les informations d'ordre géographique en rapport avec le projet routier. Ces informations concernent : le tracé de la route (axe, bords, fossés,...), les ouvrages existants tels que les anciens buses et ponts, les accidents de relief ou bien talus, toutes formes de dégradations constatées sur la chaussée

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Il ne faut pas oublier aussi de lever les fonds des rivières et des cours d'eaux à l'endroit où ils coupent la piste en question. Cette opération vise la production des profils en long, des profils en travers et des vues en plan des sites où seront construits des ouvrages de franchissement.

En ce qui concerne le levé, nous avons stationné l'appareil à chaque sommet de la polygonale de base afin d'avoir les angles horizontaux, les angles verticaux et les distances horizontales.

Les travaux topographiques

Pour effectuer un travail de génie civil comme la réhabilitation routière, les travaux topographiques tiennent une grande place c'est à dire que l'étude topographique figure parmi les études les plus indispensables pour la réalisation d'un projet routier. Elle nous permet d'avoir une base de données sur terrain sur laquelle se reposent tous les travaux à réaliser.

Dans ce chapitre, nous allons voir successivement les méthodologies des travaux topographiques.

1) *Principe de cheminement polygonal*

On effectue sur la station au sommet i les mesures des angles horizontaux α_i , des zénithaux Z_i et les distances inclinées D_i des voyants aux sommets $i-1$ et $i+1$ fixés sur des embases à centrage forcé. On déplace ensuite le prisme placé sur le sommet $i-1$ vers l'embase au sommet i , tandis que la station i est fixée sur l'embase au sommet $i+1$ et le trépied avec l'embase sur $i-1$ plus le voyant qui a été placé en $i+1$ sont déplacés sur le sommet $i+2$, on effectue les mêmes opérations que sur la station au sommet i . Ce déplacement et ces opérations sont effectués dans l'ordre au fur et à mesure de l'avancement. Cette opération réduit au minimum l'erreur de centrage. De plus le double retournement (CG/CD) des visées inter-station et les visées aller-retour améliorent grandement la précision du levé.

2) *Le pré reconnaissance*

A l'aide d'une carte 1/50 000, nous avons pu voir la surface du terrain avec les détails planimétriques essentiels et son relief qui est exprimé par les Courbes de Niveau.

L'exploitation des cartes nous a permis d'étudier préalablement les tracés de cette route.

Pendant cette phase nous avons fait aussi toutes les démarches administratives nécessaires avant chaque opération topographique comme les visas des communes et des Fokontany

3) *La reconnaissance proprement dite*

Le but de la reconnaissance est d'envisager l'emplacement des points de la polygonation dont les conditions sont :

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

- ✓ L'inter visibilité entre trois stations consécutives doit être satisfaisante;
- ✓ Une station doit repérer qu'elle peut viser tous les points aux alentours, nécessaires au plan ;
- ✓ Matérialisation des sommets de la polygonale

C'est la première opération avant de commencer tous les levés. Tous les points de la polygonale de base sont matérialisés par des bornes en béton préfabriquées ou coulées sur place, implantées dans des fouilles, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 24:dimension de la borne

Désignation	Dimension
Hauteur de la borne	40cm
Cote de la base	30cm
Fer 8 avec dépassement 2cm de la cadre	50m

4) *Mesure des angles*

Sur terrain, on a mesuré les angles horizontaux de chaque sommet ainsi que les angles verticaux de chacune de visée.

a. *Appareils utilisés*

Durant la polygonation de base, nous avons utilisé le GPS Bifrequence TRIMBLE JUNO R4 (une base avec un trépied et deux Rover). Donc, la précision de points dépend du bon respect de la condition énumérée ci-dessus, de longueur de base, de la condition météorologique, des masques d'observation aux alentours du récepteur et des indicateurs sur la face principale du récepteur reportée dans le tableau suivant :

Tableau 25:caractéristiques d'un GPS Trimble R4

			GPS Trimble R4
Positionnement différentiel	CodeGNSS	Verticale	0.25m+1ppm RMS
		Horizontale	0.10m+1ppm RMS

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Statique de haute précision	Verticale Horizontale	3.5mm+0.4ppm RMS 3mm+0.1ppm RMS
Statique et statique rapide	Verticale Horizontale	5mm+0.5ppm RMS 3mm+0.5ppm RMS
Topographie GNSS cinématique post-traité(PPK)	Verticale Horizontale	8mm+1 ppm RMS 15mm+1ppm RMS
Cinématique temps réel(RTK)	Verticale Horizontale	8mm+1 ppm RMS 15mm+1ppm RMS
Temps d'initialisation		Généralement ≤8 secondes

b. Principe :

Une station fixe est mise en place sur un point connu (base) et un autre mobile (point à calculer) en méthode différentielle. Il s'agit d'observer simultanément les phases au moins 4 satellites donc le résultat est une position relative. Le temps d'observation doit être suffisant pour résoudre les ambiguïtés entières et dépend de la longueur de la ligne de base, de la géométrie de la constellation de satellites et la condition atmosphériques.

La durée d'observation est d'au moins une heure pour les lignes de base courte (<10Km) à calculer, des durées d'observation, du GDOP(distribution géométrique des satellites) et du types d'orbites utilisées(éphéméride radio diffusée ou éphéméride précise).

La précision pour un point distant inférieur à 5Km de pivot, pour une durée d'une heure avec cet appareil est sensiblement égale à 4cm.

Pour la polygonation secondaire et le lever de details ; on a utilisé la station totale Leica TS06, le levé de détail par le la station totale Leica (TC 1103) avec tris prismes cinq mètres et le nivellement par le niveau électronique DNA10 avec deux mires à codes-barres.

Les avantages de la station totale Leica TS06 permettent de faire le levé sans prisme, on peut insérer directement le facteur d'échelle, un calcul instantané de la distance horizontale et de la dénivelée ainsi qu'un calcul des coordonnées XYZ des points visés et en fin équipé d'une mémoire interne pour stocker les données.

Figure 4:station total Leica TS06

Précision de mesure de distance :

Avec prisme : 1 mm + 1 .5 ppm



Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Sans prisme : 2 mm + 2 ppm

Précision de mesure d'angle horizontal : 7 dmgon

Précision de mesure d'angle vertical : 5 dmgon

Il faut distinguer les erreurs dues à l'instrument à celles dues à son utilisation. Ces dernières ne peuvent être éliminées et sont souvent des fautes provenant de : mauvais centrages, mauvaises pointés et conditions météo hasardeuses (brume, pluie, visées rasantes).

Les erreurs accidentelles : ce sont des inexactitudes dues à l'imperfection soit de sens du à l'opérateur soit à l'appareil. Il y a plusieurs sources d'erreurs lors d'un mesurage : l'erreur de pointé, l'erreur de calage de l'axe principal, l'erreur de centrage et l'erreur de lecture.

Les erreurs systématiques : c'est une inexactitude constante ou variable en gradeur ou en signe ; elle a une cause connue qui se produit toujours identique à elle-même. Elle se présente l'erreur zéro du prisme, l'erreur de proportionnalité, l'erreur de réfraction du prisme l'erreur causée par la diffraction. La station totale devrait être étalonnée pour vérifier leur constante de proportionnalité et leur constante zéro. Elle devrait être étalonnée au moins une fois par an pour des travaux de grande précision, ou avant et après un important projet. La constante zéro devrait être déterminé pour toutes les combinaisons prisme-instruments possibles.

5) Mesure des distances

La station totale TS06 est capable de donner directement la distance horizontale. Elle est obtenue en faisant la moyenne de 2 séquences. Le processus d'observation des mesures de distance et mesure des angles horizontaux ainsi que verticaux se font de la même façon. Cependant le mode de pointage lors des visées se fait de manière différent.

La mesure de distance et l'angle vertical se font de même mode de pointage :

Pointage par superposition qui consiste à superposé le trait médian horizontal de la réticule à l'axe horizontal du prisme.

Pour les mesures des angles horizontaux, il est fortement recommandé de viser le plus bas possible afin d'éviter l'erreur de lecture due à la non verticalité du prisme même si on sait que le prisme possède une bulle de calage de verticalité. Le pointage se fait par encadrement

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Voici l'extrait du carnet d'observation sur terrain :

Tableau 26: carnet d'observation sur terrain

Station	Point Visé	HZ (gon)		DH(m)	
		CG	CD	CG	CD
B	A	0	200,0012		
	B1	272,6877	472,6847	221,678	221,692
B1	B	0	200,009		
	B2	190,7524	390,765	399,451	399,458
B2	B1	0	199,9993		
	B3	216,2357	416,2378	269,5	269,487
B3	B2	0	200,0016		
	B4	151,031	351,0206	144,689	144,680
B4	B3	0	200,0011		
	B5	243,1483	443,1522	231,584	231,575
B5	B4	0	200,0016		
	B6	243,3528	443,352	172,879	172,778
B6	B5	0	199,9989		
	B7	206,2587	406,2596	121,058	121,067
B7	B6	0	200,006		
	B8	233,212	433,2156	317,154	317,149
B8	B7	0	199,9985		
	B9	67,5341	267,531	137,491	137,495

6) Les levés de détails :

Lors d'un lever de détails, le topographe est confronté à trois problèmes principaux :

- Déterminer les détails à lever ;
- Définir le degré de précision ;
- Arrêter les mesures à effectuer ;

a. Caractéristiques :

Le choix des détails dépend essentiellement de deux caractéristiques : leur type et leur taille. Les plans topographiques ont des destinations différentes et des objets nécessaires à certains seront inutiles pour d'autres. Il faut donc effectuer une sélection en fonction du type de plan à élaborer

Tableau 27: caractéristiques du levé de détails

Eléments	Informations à fournir	Observations
		La distance entre l'axe et ses bords

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Tracé	Les axes et les deux bords	doivent être approximativement égale
Terrain naturel	-Talus (point Haut/Bas) -Fossé -Pente	-2 points suffisent au moins pour matérialiser un terrain plat et une pente unique. 1 point à chaque changement de pente.
Ouvrage	-Type (buses, dalot, pont...) -Emprise, limite	Etat actuel à noter
Forme de dégradation	-Type (nid de poule, borbier) -Limite et profondeur	Concernent uniquement les anciens tracés
Village	-Bâtiments, habitations -Limites propriétés	La bande de levé s'étend au moins de 20 m de large

b. Précision

La précision d'un plan est liée à celle du levé et implique directement la précision avec laquelle les détails sont levés. L'échelle d'un document est définie par la formule

$$E = \frac{d_{Plan}}{D_{Terrain}} \quad (3) \quad [2]$$

L'échelle E est donc le rapport d'une dimension mesurée sur le plan par la dimension homologue sur le terrain.

Un lever est dit régulier si la détermination des détails est effectuée avec une erreur qui, réduite à l'échelle du levé, est inférieure ou égale à l'erreur graphique, soit un dixième de millimètre, plus petit écart perceptible à l'œil sur le plan. Dans le cas contraire, le lever est dit expédié.

c. Méthode de levés et équipement

La station totale est l'instrument idéal pour le levé précis d'un grand nombre de points. La station est équipée d'un distance mètre, permet de mesurer et d'enregistrer distances et angles en une seule manipulation. Ces données peuvent être enregistrées sur un support informatique en vue d'un traitement par ordinateur.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Pour effectuer le lever de détail, on a procédé à la méthode dite « **rayonnement** » en s'appuyant sur la polygonale de base. Nous avons d'abord stationné sur chaque sommet et ensuite, nous avons visé tous les points essentiels tels que : l'axe et bords de la chaussée, accotements...en recueillant directement les coordonnées rectangulaires (X, Y, Z) des points de détails. Ces points ont été donc rattachés aux points polygonaux. Le lever de détail a été effectué et reporté à une échelle de 1/1500.

Organisations de chaque brigade

Il est vraiment nécessaire de bien savoir s'organisé sur le chantier .Chaque brigade s'organise comme suit sur le terrain :

Tableau 28:organisation de la brigade

Fonction	Nombre	Rôle
Chef de brigade	1	Assure le contrôle de tous les travaux
Opérateur	1	Responsable de la manipulation de l'appareil
Manœuvres	2	décapage, transport, porte prisme, aide
Croquiseur	1	Fait le croquis du terrain

Mise en station

La mise en station de l'appareil puis l'entrée des informations suivantes, en mémoire du calculateur de la station, s'effectuent comme suit :

Coordonnées du point de station notées E (est), N (nord) et H (altitude). Si ces coordonnées sont inconnues (levé local non rattaché), on peut les fixer arbitrairement à des valeurs entières de manière à éviter les coordonnées négatives. Par exemple : 1 000, 5 000 (pour bien distinguer les abscisses des ordonnées), 100 si les visées ne dépassent pas 1 000 m de portée. On peut aussi entrer le numéro de la station. Pour notre cas, puisqu'on connaît les coordonnées des points d'appuis, il suffit seulement d'entrer les valeurs des coordonnées (E = abscisse X ; N = ordonné Y et H = altitudeZ) ;

Hauteur de l'appareil (notée ha) et hauteur de voyant (notée hv) ;

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Orientation

Le principe fondamental de la topographie, qui consiste à aller de l'ensemble vers les détails, doit être strictement respecté : les points de détail seront donc rattachés à un canevas, même si celui-ci se compose uniquement de quelques points, d'une simple ligne d'opération. Entre deux points de station consécutive, l'une doit être prise comme station et l'autre comme référence. Il ne reste qu'à introduire le gisement de la direction station-référence de manière à travailler directement dans le repère général et de viser les points à lever.

Pour assurer les mesures effectuées, il est fortement recommandé de ne pas faire des visées supérieures à la distance entre station et référence.

Voici un extrait de levé de détails :

Tableau 29:extrait du levé de détails

Matricule	X insertion	Y insertion	Z insertion
1	461937.500	679304.011	1517.368
2	461937.674	679304.440	1517.288
3	461938.336	679305.583	1517.277
4	461940.556	679304.541	1517.209
5	461942.260	679303.397	1517.124
7	461942.964	679302.972	1517.058
8	461946.960	679300.610	1516.238
9	461936.550	679306.500	1517.296
10	461934.789	679307.475	1517.292
12	461934.029	679307.885	1517.249
13	461933.651	679308.159	1517.023
14	461933.626	679308.180	1516.845
15	461933.272	679308.359	1516.845
16	461933.212	679308.381	1516.971
17	461932.582	679308.753	1517.124
18	461931.787	679309.211	1517.735
19	461928.045	679311.842	1517.623
20	461951.997	679327.157	1517.044
21	461954.262	679325.601	1516.898
22	461955.766	679324.522	1516.766
24	461957.144	679323.636	1516.564
25	461959.306	679321.910	1515.476
26	461950.297	679328.350	1517.076
27	461948.632	679329.511	1516.993
29	461947.774	679330.155	1516.886
30	461947.486	679330.371	1516.743
31	461946.712	679330.744	1516.696
32	461946.458	679330.938	1517.029

33	461942.523	679333.595	1517.481
34	461967.161	679347.474	1516.864
35	461969.301	679345.883	1516.702
36	461971.276	679344.126	1516.591
38	461974.864	679341.362	1515.478
39	461964.997	679348.848	1516.951
40	461963.053	679350.315	1516.930
42	461961.140	679351.958	1516.928
43	461960.962	679352.167	1516.696
44	461960.579	679352.519	1516.759
45	461960.214	679352.790	1516.975
46	461956.792	679355.800	1516.993
47	461958.675	679349.157	1516.955
48	461983.188	679367.235	1516.822
49	461985.495	679365.167	1516.672

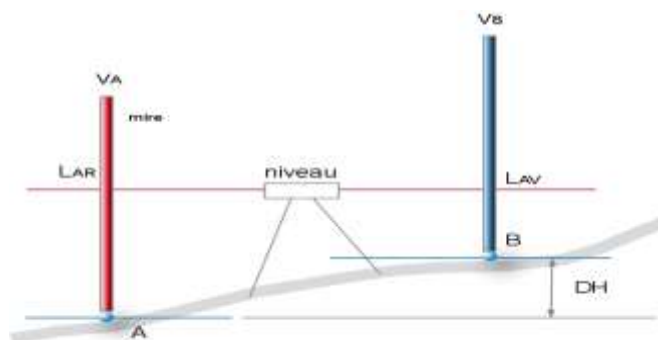
7) Le levé de profils

Le profil en travers est dressé tous les 20 m, à chaque changement de pente ainsi qu'à l'entrée, milieu et, sortie de virage. Les altitudes des profils sont obtenues par mesure indirecte rattachée à l'altitude des points d'appuis qui sont déterminés par nivellement direct avec la méthode de double station. Le profil en long est donc dressé par l'altitude des points d'axes des profils en travers.

a. L'altimétrie

Pour la détermination altimétrique, nous avons effectué un « nivellement direct à double station » qui consiste à mesurer la différence d'altitude à partir des visées horizontales à l'aide de deux stations différentes.

Figure 5: nivellement direct



Considérons deux points A et B. On suppose que l'altitude du point A est connue tandis que le point B à déterminer. L'altitude du point B est donnée par la formule

$$Alt_B = Alt_A + L_{AR} - L_{AV} \quad (5) [2]$$

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

b. Principe de double station a un cheminement parallèle:

Ce procédé consiste à faire deux visées indépendantes à partir de deux stations différentes. On obtient ainsi, deux suites de lectures et de dénivelées. La vérification se fait ensuite en deux temps

- Au niveau des lectures faites sur la mire :

La différence des lectures faites sur le fil stadimétrique supérieur et niveleur doit être sensiblement égale à la différence des lectures sur le fil stadimétrique inférieur et niveleur, c'est-à-dire de l'ordre de 2 mm près.

- Au niveau des deux dénivelées obtenues à partir des deux stations :

Supposons que la dénivelée obtenue à la première station est notée par Δn_1 et Δn_2 à la deuxième station. A chaque station, on obtient la dénivelée par la formule suivante:

$$\Delta n = L_{AR} - L_{AV} \quad (6) \quad [2]$$

La différence entre les deux dénivelées doit être à **1mm** près, sinon on procède à une autre station et lectures, jusqu'à l'obtention de l'écart requis. La précision est surtout en fonction du grossissement de la lunette et de la sensibilité du système d'horizontalité

$$\Delta n_1 \approx \Delta n_2 \quad (7) \quad [2]$$

c. Appareil utilisé

Nous avons utilisé deux niveaux automatiques de marque Leica NK2. Cet appareil est robuste et économique avec mise en station rapide, simple et précis. D'après la fiche technique de l'appareil voici ses caractéristiques :

Figure 6: caractéristiques du niveau LEICA NK2

Leica NK2	Caractéristiques techniques de l'appareil		
	Ecart type par km du nivellement double	$\pm 2\text{mm}$	
	Précision de calage	8"	
	Grossissement	$\times 24$	

	Poids net	2Kg	
--	-----------	-----	---

d. *Observations*

Comme les stations totales et théodolites, les niveaux peuvent aussi présenter des défauts. Pour avoir alors des observations satisfaisantes, il faut :

- Eviter et éliminer les erreurs systématiques telles que l'erreur de collimation. C'est une erreur d'horizontalité de l'axe optique du niveau. Cette erreur (collimation c) est proportionnelle à la longueur des visées et s'élimine lorsque les portées sont égales
- Composer les erreurs accidentelles
- Faire le réglage de niveau avant chaque mission, car il se peut que pendant le transport, le niveau se dérègle.
- Avant chaque mission, il est donc vraiment indispensable de régler le niveau, pour minimiser les erreurs.

Pour ce faire :

- On choisit deux points à peu près de même niveau A et B.
- On stationne exactement au milieu de AB et on prend les lectures l_a , l_b .
- On obtient $h = l_b - l_a$
- On change de station en hauteur, dans ce cas $h' = l_b - l'_a$, et on calcule $(h + h')/2$
- On stationne à quelques mètres de A. Puisque la distance entre la station et A est très petite, l'effet de l'erreur est négligeable. On fait alors une erreur sur la lecture l'_b . Par contre, connaissant la nouvelle lecture de A l_{a1} et la dénivelée entre A et B qui est $(h + h')/2$; on devrait trouver la lecture sur B $l_{b1} = [(h + h')/2] + l_{a1}$.
- On agit alors sur les vis pour lire sur la mire en B, la lecture l_{b1} . Et on relit la lecture sur A et on recalcule la lecture qu'on doit trouver sur B. Si nécessaire, il faut agir sur les vis de réglage.
- On stationne enfin à quelques mètres de B. On prend la lecture sur B l_b et on vérifie que la lecture sur A $l_a = l_b - (h + h')/2$.
- La fiche de réglage du niveau doit faire partie du dossier du terrain.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Voici l'extrait du carnet de nivellement par double station

Tableau 30:extrait du carnet de nivellement par double station

Points visés	Station 1		Station 2	
	Avant	Arrière	Arrière	Avant
B	1230		1575	
B1	1662	1379	1166	1213
B2	1759	1581	2890	3364
B3	1561	1381	1602	1349
B4	1445	1252	3857	526
B5	1700	1588	2561	619
B6	1656	332	2267	1123
B7	1101	1275	2835	934
B8	1352	1194	1823	677
B9	988	2151	1464	1022
B10	1374	3147	1185	1373
B11	1236	2706	1366	1537
B12	558	2675	1622	2735
B13	1169	3797	1269	1480
B14	1347	2247	1134	1576
B15	3068	2887	1340	1511
B16	1229	869	1486	1422
B17		1590		1338

Chapitre V: TRAVAUX DE BUREAU

Quand on parle des travaux de bureau, on parle plus précisément des traitements de données, c'est à dire tous les calculs des angles, gisement, et distance.

En premier lieu, en passant dans les calculs des différents angles, il faut d'abord calculer les angles pour la polygonation, après avoir déterminé les coordonnées planimétriques des points d'appuis en passant par les calculs suivants.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

1) Calcul des angles au sommet de la polygonale

a. Angle horizontal

L'angle au sommet est obtenu par la différence entre la lecture la plus à droite moins la plus à gauche. La moyenne des angles horizontaux est donnée par la formule :

$$\text{HZ (gon)} = \frac{CG + (CD \pm 200)}{2} \quad (8) \quad [3]$$

b. Angle vertical

Les angles verticaux sont déterminés par la formule suivante :

$$V \text{ (gon)} = \frac{CG + (400 - CD)}{2} \quad (9) \quad [3]$$

2) Calcul de gisement

Le gisement est l'angle formé par la direction orientée AB avec l'axe parallèle à l'axe des ordonnées (axes-Y) de la représentation. Les gisements sont comptés positivement de 0 à 400 gones dans le sens des aiguilles d'une montre

$$\text{Propriété : } G_{BA} = G_{AB} + 200 \text{ gon} \quad (10) \quad [3]$$

c. Calcul de gisement de départ

Les coordonnées de point de départ et de référence sont données par le tableau ci-dessous afin de calculer le gisement de départ.

Le gisement est donné par la formule

$$\text{Gis} = \text{Arc tg} \frac{\Delta X}{\Delta Y} \quad (11) \quad [3]$$

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Les coordonnées des points d'appuis issue des observations GPS décrites précédemment lors des contrôles planimétriques transformées en Laborde sont :

Tableau 31:coordonnées des points d'appuis

coordonnées	Point de départ B	Point de référence A
X	463536.62	464486.10
Y	682039.57	682137.45

Gisement entre AB= 93.460grd

Distance= 954.51m

d. Transmission de gisement

L'orientation du premier coté du cheminement est calculée à partir de visées d'orientation sur d'autres points connus, la transmission de cette orientation s'effectue à l'aide de l'angle observé à chaque sommet.

La formule fondamentale de transmission des gisements s'écrit par l'expression

$$G_{P_n P_{n+1}} = G_{P_{n-1} P_n} \pm 200 \text{ gon} \quad (12) \quad [3]$$

La transmission se poursuit ainsi de suite jusqu'au gisement d'arrivé et on suppose que les angles aux sommets sont des angles gauche c'est-à-dire l'orientation suit le sens d'une aiguille d'une montre

3) Calcul de distance horizontale

Si l'appareil ne donne pas directement la distance horizontale, on est donc obligé de la calculée par l'expression suivante

$$DH = D_p \cdot \sin V \quad (13) \quad [4]$$

Puisque le projet sera comparé à une carte dont les coordonnées sont à la projection Laborde Madagascar. Tous les éléments qui entrent dans les calculs de cheminement doivent donc être ramenés dans cette projection pour qu'il n'y ait pas de décalage lorsqu'on cale le projet sur une carte

4) Réduction des distances

Comme toute projection, les distances relevées sur terrain nécessitent différentes corrections.

a. Réduction à l'horizontale

La distance horizontale est mesurée à la surface de niveau d'altitude moyenne

$$\begin{aligned} D_H &= D_P \cdot \sin z \\ D_H &= D_P \cdot \cos i \end{aligned} \quad (14) \quad [4]$$

Avec :

D_H : distance horizontale

D_P : distance suivant la pente

z : distance zénithale

i : angle de site

b. Réduction au niveau zéro ou au niveau zero de l'ellipsoïde

La distance sur l'ellipsoïde est la distance horizontale, ramenée au niveau de l'ellipsoïde. Cette correction est donnée par la formule suivante

$$D_o = \sqrt{\frac{Dp^2 - (Hb - Ha)^2}{(1 + \frac{Hb}{R})(1 + \frac{Ha}{R})}} \quad \text{ou } R \text{ est le rayon terrestre} \quad (15) \quad [4]$$

Pour une courte distance, inférieur à 500m et des faibles sites, on peut utiliser la formule approchée ci-après

$$D_0 = \frac{Dh \cdot R}{R + H} \quad (16) \quad [4]$$

D_e : Distance réduite à l'ellipsoïde

R : Rayon de courbure de la terre avec $R = 6400$ km

H : altitude moyenne des points en km

c. Correction de réduction à la corde

Comme D_0 est une distance curviligne, il faut la réduire à la corde

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

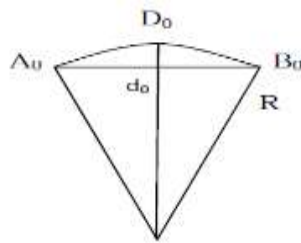
$$(D_0 - d_0)_{\text{mm}} = (D_{\text{km}}/10)^2 \quad (17) \quad [4]$$

D_{km} = distance en kilomètre entre deux points.

Dans la plupart de cas, cette correction est négligeable car pour une distance $D=20\text{km}$, la valeur

$$(D_0 - d_0)_{\text{mm}} = 8 \text{ mm}$$

Figure 7: correction de réduction à la corde



d. Correction de l'altération linéaire liée à la projection Laborde

Le coefficient de l'altération linéaire est donné par la formule suivante :

$$K = K_0 (1 + n^2/2 \cdot R^2) \quad (18) \quad [4]$$

Avec : $K_0 : 0.9995$; $R : 6358218.32 \text{ m}$

n : au point M (X_M , Y_M)

$$n = (X_M - 400000) \cdot \cos 21\text{gr} - (Y_M - 800000) \cdot \sin 21\text{gr}$$

Finalement la distance sur le plan est donnée par la formule:

$$D_{\text{projection}} = D_0 \cdot K \cdot K_0$$

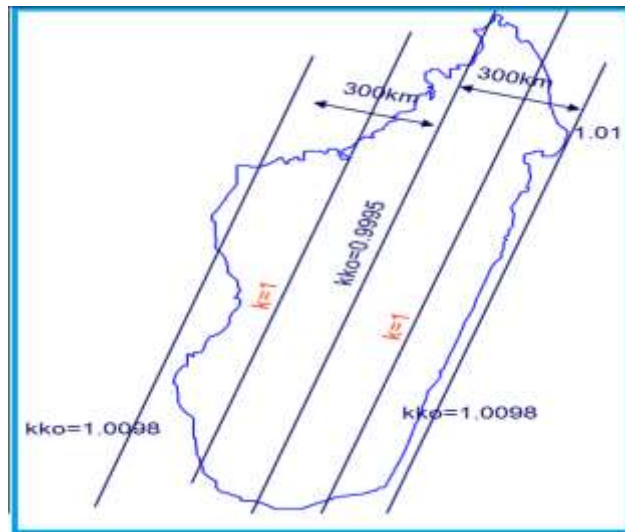
Pour avoir les coordonnées exactes sur le plan des points, il faut appliquer ces corrections lors du calcul de cheminement. Connaissant les coordonnées des points d'appuis du cheminement, on est en mesure de calculer la valeur du neta (n) au départ et à l'arrivée. Le neta des sommets intermédiaires s'obtiennent par interpolation linéaire.

La valeur de K correspondante est donnée par la table d'altération linéaire de la projection Laborde.

NB: La négligence de la correction de cette altération linéaire peut entraîner un écart de fermeture important dans le cheminement de longue distance dont le coefficient $K \cdot K_0$ varie selon la figure ci-dessous.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Figure 8:: carte montrant la variation de $K \cdot K_0$ en fonction de n



Soient deux points A et B, dont on cherche la correction à appliquer sur la distance. Pour ce faire, on calcule d'abord le η des deux points, η_A et η_B puis on prend la moyenne

Et enfin on détermine le coefficient $k \cdot k_0$ en s'appuyant à la table de projection. Ainsi, η_A est la distance perpendiculaire de A à l'isomètre centrale.

5) Application de calcul de corrections

a. Coordonnées du point de départ et le point d'arrivée

Tableau 32 : coordonnées des points de départ et d'arrivée:

coordonnées	Point de départ	Point d'arrivée
X	463536.62	462778.36
Y	682039.57	679452.40

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0 = 400\,000 \text{ m} \\ Y_0 = 800\,000 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\eta = (X - X_0) \cos 21^\circ - (Y - Y_0) \sin 21^\circ$$

$$\text{Pour } \eta_B = (463536.62 - 400) \cos 21^\circ - (682039.57 - 800) \sin 21^\circ$$

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

$$\eta_B = 438.166 - 220.665$$

$$D'_{\text{oun}B} = 217.501 \text{ m}$$

Dans la table inverse

110,000 km	$\xrightarrow{\frac{1}{\alpha} = 0,99964958}$	
120,000 km	$\xrightarrow{\frac{1}{\alpha} = 0,99967801}$	
10	\longrightarrow	2843

Alors

$$8,052 \quad 2289,18 \quad \longrightarrow$$

$$\text{Ainsi } \frac{1}{\alpha} = \mathbf{0,99967247}$$

$$\text{Pour } n_C = 462778.36 - 400) \cos 21^\circ \text{grd} - (679452.40 - 800) \sin 21^\circ \text{grd}$$

$$n_C = 217.622 \text{ m}$$

Dans la table inverse

120,000 km	\longrightarrow	$\frac{1}{\alpha} = 0,99967801$
130,000 km	\longrightarrow	$\frac{1}{\alpha} = 0,99970891$
10	\longrightarrow	3090

Alors

$$2, 176672,384 \quad \longrightarrow$$

$$\text{Ainsi } \frac{1}{\alpha} = \mathbf{0,99968473}$$

$$\frac{\eta_{21} + \eta_{566}}{2} = - \mathbf{0.0605 \text{ m}} = \frac{D_p}{D_o}$$

Ainsi, la formule pour le calcul des coordonnées planimétrique s'écrit comme suit :

$$X_B = X_A + D_{\text{projection}} \cdot \sin G_{AB}$$

$$Y_B = Y_A + D_{\text{projection}} \cdot \cos G_{AB}$$

(19) [4]

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

En admettant que A point connus et B à déterminer :

b. Pour l'angle

Fermeture angulaire du cheminement encadré

$$fa = G'_f - G_f$$

$$G'_f = G_d + \sum(HZ_j) - (n+1) 200$$

(20) [3]

Avec :

G'_f : gisement d'arrivé observé

G_d : gisement de départ

G_f : gisement réel d'arrivé

n : nombre des angles

$\sum(HZ_j)$: somme des angles aux sommets

Application numérique :

On a:

$$G'_f = 165.0507 \text{ gon}$$

$$G_f = 165.0464 \text{ gon}$$

$$fa = 0,0043 \text{ gon}$$

La tolérance angulaire

$$Ta = 2 \times 2.7 \times \delta a \times \sqrt{n+1}$$

(21) [3]

δa : écart-type Appareil

n : nombre de coté

$$Ta = 2 \times 2.7 \times 0.0007 \times \sqrt{10}$$

$$Ta = 0,0116 \text{ gon}$$

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Compensation angulaire

D'après le calcul ci-dessus, la tolérance angulaire est supérieure à la fermeture angulaire. On peut faire donc la compensation. La formule de compensation est donnée par l'expression suivante

$$C = \frac{Ca}{n+1} \quad (22) \quad [3]$$

Avec : $Ca = -fa$

n : nombre de coté

Application numérique

$$C = \frac{0.0043}{10} \longrightarrow C = -0,00043 \text{ gon}$$

c. Pour la planimétrie

Fermeture planimétrique

$$f_P = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (23) \quad [3]$$

Avec :

$$f_x = x'_f - x_f = x_d + \sum (\Delta x) - x_f$$

$$f_y = y'_f - y_f = y_d + \sum (\Delta y) - y_f$$

x'_f et y'_f coordonnées observées du point d'arrivée

x_f et y_f coordonnées réel du point d'arrivée

Application numérique :

On a :

$$f_x = -0,084 \text{ m et } f_y = 0,081 \text{ m}$$

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Alors : $f_p = 0,117 \text{ m}$

Tolérance planimétrique

$$T_p = 2 \times 2.7 \times \delta_L \times \sqrt{n} \quad (24) \quad [3]$$

$$T_p = 0,162 \text{ m}$$

Compensation planimétrique

On a :

$$f_p < T_p$$

On peut faire donc la compensation ou ajustement planimétrique. Ces écarts de fermeture sont ensuite répartis proportionnellement à la longueur des côtés.

La formule se traduit donc comme suit

$$\begin{aligned} C_{xi} &= -\frac{f_x}{\sum D} * D_{ij} \\ C_{yi} &= -\frac{f_y}{\sum D} * D_{ij} \end{aligned} \quad (25) \quad [3]$$

D_{ij} : Distance entre deux stations consécutives

$\sum D$: Somme des distances du cheminement

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Voici la récapitulation du calcul des coordonnées planimétriques

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Sommet	HZ(m)	G (gon)	Gc (gon)	DP(m)	$\Delta X(m)$	$\Delta Y(m)$	X(m)	Y(m)	Xc(m)	Yc(m)
A									464486,995	682137,474
		93,4645	93,4645							
B	272,6856						463536,617	682039,569	463536,617	682039,569
		166,1501	166,1503	221,758	112,434	-191,142				
B1	190,7542						463649,051	681848,427	463649,041	681848,417
		156,9043	156,9047	399,586	250,307	-311,473				
B2	216,2371						463899,358	681536,954	463899,338	681536,934
		173,1414	173,142	269,583	110,391	-245,945				
B3	151,025						464009,749	681291,009	464009,719	681290,979
		124,1664	124,1672	144,733	134,43	-53,631				
B4	243,1497						464144,179	681237,378	464144,139	681237,338
		167,3161	167,3171	231,657	113,776	-201,792				
B5	243,3516						464257,955	681035,586	464257,905	681035,536
		210,6677	210,6689	172,886	-28,835	-170,465				
B6	206,2597						464229,12	680865,121	464229,06	680865,061
		216,9274	216,9288	121,103	-31,822	-116,847				
B7	233,2108						464197,298	680748,274	464197,228	680748,204
		250,1382	250,1398	317,256	-224,82	-223,847				
B8	67,5333						463972,478	680524,427	463972,398	680524,347
		117,6714	117,6732	137,54	132,275	-37,69				
B9	332,1692						464104,753	680486,737	464104,673	680486,657
		249,8407	249,8427	260,349	-183,633	-184,555				
B10	175,732						463921,12	680302,182	463921,04	680302,102
		225,5726	225,5748	147,354	-57,612	-135,625				
B11	136,1383						463863,508	680166,557	463863,42	680166,477
		161,711	161,7133	74,203	41,986	-61,181				
B12	243,1648						463905,494	680105,376	463905,414	680105,296
		204,8758	204,8782	91,481	-7	-91,213				
B13	260,1664						463898,494	680014,163	463898,414	680014,083
		265,0422	265,0448	117,004	-99,803	-61,068				
B14	183,2405						463798,691	679953,095	463798,611	679953,015
		248,2827	248,2855	146,158	-100,524	-106,099				
B15	262,7063						463698,167	679846,996	463698,087	679846,916
		310,989	310,992	113,256	-111,573	19,453				
B16	145,7489						463586,594	679866,449	463586,514	679866,369
		256,7379	256,7411	256,385	-199,429	-161,125				
B17	134,5878						463387,165	679705,324	463387,085	679705,244
		191,3258	191,3292	234,069	31,794	-231,899				

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

B18	291,7882						463418,959	679473,425	463418,879	679473,345
		283,114	283,1176	258,925	-249,87	-67,875				
B19	175,1855						463169,089	679405,55	463169,009	679405,47
		258,2995	258,3032	70,734	-56,094	-43,09				
B20	252,1593						463112,995	679362,46	463112,915	679362,38
		310,4588	310,4627	150,139	-148,118	24,555				
B21	211,0399						462964,877	679387,015	462964,797	679386,935
		321,4987	321,5028	197,592	-186,432	65,466				
C	43,5477						462778,445	679452,481	462778,361	679452,401
		165,0464	165,0507							
D							462778,445	679452,481		

Tableau 33 : Récapitulation du calcul des coordonnées planimétriques

Gis obs.	165,0464
Gis réel	165,0507
Fermeture	-0,0043

coord-obs.	462778,445	679452,481
coord-réel	462778,361	679452,4
Fermeture	0,084	0,081

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Voici l'extrait des coordonnées définitives des sommets de la polygonale de base

Tableau 34: coordonnées définitives des sommets de la polygonale de base

points	X	Y	Z
A	464486,995	682137,474	1461,25
B	463536,617	682039,569	1461,211
B1	463649,041	681848,417	1461,137
B2	463899,338	681536,934	1460,776
B3	464009,719	681290,979	1460,632
B4	464144,139	681237,338	1461,251
B5	464257,905	681035,536	1460,903
B6	464229,06	680865,061	1460,679
B7	464197,228	680748,204	1461,216
B8	463972,398	680524,347	1461,333
B9	464104,673	680486,657	1461,243
B10	463921,04	680302,102	1461,036
B11	463863,42	680166,477	1461,087
B12	463905,414	680105,296	1461,197
B13	463898,414	680014,083	1461,463
B14	463798,611	679953,015	1461,277
B15	463698,087	679846,916	1461,277
B16	463586,514	679866,369	1461,253
B17	463387,085	679705,244	1460,883
B18	463418,879	679473,345	1460,843
B19	463169,009	679405,47	1461,332
B20	463112,915	679362,38	1460,972
B21	462964,797	679386,935	1460,654

Chapitre VI: LE PLAN D'EXECUTION

I. LE TRACE EN PLAN

Le tracé en plan est constitué essentiellement d'alignements droits raccordés par des courbes circulaires introduites progressivement dans certains cas par des courbes à courbure variable appelé : clothoïde

L'enchaînement de ces éléments est régi par des règles de conception assurant la sécurité, le confort des usagers roulants à une certaine vitesse.

1) Les axes en plan

Nous avons piqué l'axe tout en tenant compte des caractéristiques concernant les alignements droits et les raccordements routiers dans les courbes de la route sur le plan.

2) Les alignements droits

Le terrain soumis à l'étude a une allure plane ou les déclivités naturelles du sol ne dépassent pas les 0.5% selon le profil en long sauf à proximité de la sortie qui présente une pente de 8%. Dans ce cas, le tracé des alignements droits consiste à chercher les droites rectilignes possibles sur le terrain plus ou moins plat et une pente pas très difficile sur le terrain accidenté.

De ce fait, si les déclivités naturelles ne dépassent pas 3 à 4%, il n'y a aucune difficulté pour déterminer l'axe de la route et la longueur maximale admissible qui est donnée par la formule

$$L_{\max} = 60V_B \quad (26) \quad [6]$$

V_B = vitesse de base est fixé à 60km/h

L_{\max} = longueur maximal est 1000m

3) Les raccordements circulaires

Cette courbe est un arc circulaire qui raccorde deux alignements droits notés AT et BT (voir figure ci-dessous).

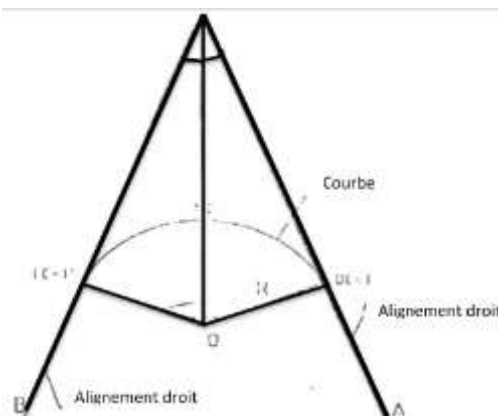


Figure 9 : raccordement circulaire

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Pour le tracé de cette courbe, il est nécessaire de connaître préalablement le rayon de courbure R et l'angle au sommet noté α qui est obtenu à partir du prolongement des alignements droits. L'angle au sommet est mesuré soigneusement avec un rapporteur gradué en grade (gr). Les éléments principaux de la courbe comme la bissectrice, la tangente ST , la flèche, etc...sont déduites à partir de rayon R et de l'angle au sommet α .

4) *Le rayon de courbure*

Le rayon de courbure sera choisi en fonction de diverses considérations qui sont :

- La commodité de la route pour que la circulation ait une bonne fluidité
- La grande visibilité

En tous points du tracé et la recherche de la partie droite à relier par la courbe.

Puisque le terrain est une plaine, on adopte avec un rayon à notre cas est égal à 600 m avec une vitesse moyenne de 100 km/h

Tangente ST

C'est le prolongement de l'alignement droit de l'origine courbe $OC=T$ jusqu'au sommet S .

$$T = R \tan \frac{\theta}{2} = R \cot \frac{\alpha}{2} \quad (27) \quad [6]$$

Bissectrice B

C'est la distance du centre O jusqu'au sommet S . Cet axe passe par le milieu de la courbe. La distance B est obtenue par la relation :

$$B = R \sqrt{1 + \tan^2 \frac{\theta}{2}} \quad (28) \quad [6]$$

Flèche f

La flèche est la longueur du milieu de la courbe qui est en l'occurrence l'arc de cercle. Cette longueur est obtenue par la formule suivante :

$$f = \frac{R(1 - \sin \frac{\alpha}{2})}{\sin \frac{\alpha}{2}} \quad (29) \quad [6]$$

Longueur de courbe

C'est le développement de la courbe qui est en l'occurrence l'arc de cercle. Cette longueur est obtenue par la formule suivante :

$$L = \text{Arc}(OC, MC, FC) = \frac{R\pi(200 - \alpha)}{200} \quad (30) \quad [6]$$
$$L = \frac{R\pi}{200} (200 - \alpha)$$

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

5) Clothoïde

Le rôle de la clothoïde est de faciliter l'entrée et la sortie d'une voiture lors de son passage dans un virage. La clothoïde n'est pas une courbe mathématique ordinaire ; il est conçue généralement sur une tracée d'une route. Elle permet aussi l'introduction progressive de la variation des devers.

La longueur de ces raccords est limitée afin de faciliter l'appréciation de la courbe par l'usager notamment dans le faible rayon. Par exemple, voir ci-après les valeurs admises dans l'ARP.

Tableau 35:caractéristiques du raccordement progressif

Catégories T et R	Longueur de clothoïde	Rayon R raccordé
Routes à 2 voies	$L = \inf(6.R^{0.4} ; 67 \text{ m})$	$R \geq \inf(R_{nd} ; 39/\theta^{1.67} ; 100/\theta)$
Routes à 3 voies	$L = \inf(9.R^{0.4} ; 100 \text{ m})$	$R \geq \inf(R_{nd} ; 76.5/\theta^{1.67} ; 150/\theta)$
Routes à 2 x 2 voies (R)	$L = \inf(12.R^{0.4} ; 133 \text{ m})$	$R \geq \inf(R_{nd} ; 123.5/\theta^{1.67} ; 200/\theta)$
Catégories L, U et A	$L = \sup(14 \cdot p_M - p_m ; R/9)$	

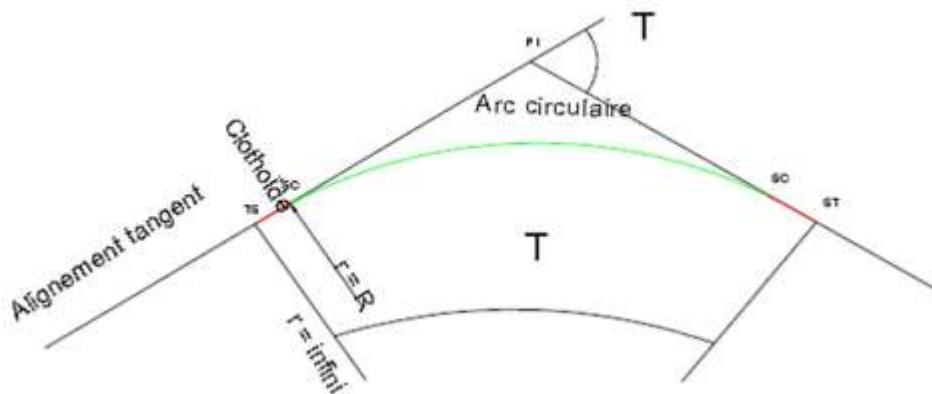
Source: SETRA

Où :

R:rayon inférieur au rayon minimal non déversé (R_{nd})

θ : angle de déviation (exprimé en radians) total correspondant à l'ensemble du virage (désigné par T sur la figure ci- dessous)

Figure 10:raccordement en plan



Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

6) Le profil en long

Le profil en long est un graphique sur lequel sont reportés tous les points du terrain naturel et de l'axe du projet. Il est conçu pour déterminer les raccordements dans le sens du profil en long, c'est-à-dire entre les pentes et les rampes.

Le profil en long a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Déclivité admissible : 5%, à Madagascar, les pentes maximales sont à peu près égales à 8% et exceptionnellement 10 à 12%.
- ✓
- ✓ Rayon de raccordement de deux déclivités soit par des arcs de cercle soit par des paraboles en général. Les courbes se présentent en deux formes : concave (angle saillant) et convexe (angle rentrant)

ANGLE SAILLANT	ANGLE RENTRANT
$R \geq 0.40D^2$ pour une chaussée bidirectionnelle	$R \geq 0.315v^2$
$R \geq 0.24D^2$ pour une voie unidirectionnelle	Avec R= rayon de courbure
Avec D= distance d'arrêt en mètre	V= vitesse de véhicule en m/s
R= rayon de la courbe en mètre	
Covadis	

7) La déclivité

La déclivité influe fortement sur la vitesse des véhicules surtout pour les poids lourds. Elle augmente considérablement la consommation de carburants dans le cas d'une forte rampe et peut entraîner de grave accident dans le cas d'une pente raide.

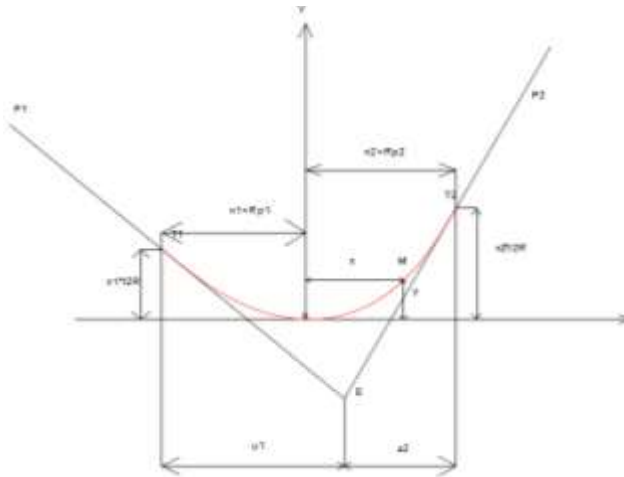
Dans les deux cas, la valeur de la déclivité du projet ne doit pas dépasser les 10% quelque soit la catégorie de la route.

8) Lescourbes

Le raccordement en long assure la transition entre la déclivité, pente et rampe dans les deux sens. Les rayons utilisés étant très grands et les déclivités très faibles, on assimile la parabole de raccordement vertical à un cercle de rayon R.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Figure 11: raccordement en long



Les coordonnées d'un point quelconque M de la parabole seront déterminées en fixant x à partir du point 0 et en déterminant la valeur du y correspondante à $(\frac{x^2}{2R})$.

9) Calcul de cubature

Le logiciel Auto piste calcul automatiquement le volume de la cubature. Pour ce faire, on entre dans le menu Cubature/Déblai/remblai.

Le listing est présenté sous forme de tableau. Pour chaque profil, représenté par son numéro et son abscisse, il est possible de connaître tous les renseignements concernant les cubatures des couches de fond de forme caractérisé par :

- La longueur d'application pour chaque profil
- Les surfaces partielles des différentes couches (par défaut, le listing concerne les quatre premières couches). L'unité est le m^2
- les volumes cumulés de cubature, en m^3 .

Voici l'extrait de calcul de cubature compensée :

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

N°	Abscisse	Lg. App.	Surfaces		Volumes partiels		Volumes cumulés	
			Déblai	Remblai	Déblai	Remblai	Déblai	Remblai
P1	0.000 m	12.115 m	0.00 m ²	3.15 m ²	0.000 m ³	38.197 m ³	0.000 m ³	38.197 m ³
P2	24.230 m	24.860 m	0.00 m ²	2.09 m ²	0.000 m ³	52.028 m ³	0.000 m ³	90.226 m ³
P3	49.719 m	23.997 m	0.00 m ²	1.73 m ²	0.000 m ³	41.512 m ³	0.000 m ³	131.738 m ³
P4	72.224 m	22.023 m	0.41 m ²	1.37 m ²	9.024 m ³	30.214 m ³	9.024 m ³	161.952 m ³
P5	93.766 m	21.951 m	0.00 m ²	2.13 m ²	0.000 m ³	46.797 m ³	9.024 m ³	208.749 m ³
P6	116.127 m	23.629 m	0.00 m ²	1.85 m ²	0.000 m ³	43.724 m ³	9.024 m ³	252.473 m ³
P7	141.024 m	26.625 m	0.00 m ²	2.76 m ²	0.000 m ³	73.443 m ³	9.024 m ³	325.916 m ³
P8	169.376 m	29.029 m	0.00 m ²	3.08 m ²	0.000 m ³	89.422 m ³	9.024 m ³	415.339 m ³
P9	199.082 m	29.530 m	0.00 m ²	2.36 m ²	0.000 m ³	69.743 m ³	9.024 m ³	485.082 m ³
P10	228.435 m	27.540 m	0.01 m ²	1.39 m ²	0.335 m ³	38.285 m ³	9.359 m ³	523.367 m ³
P11	254.161 m	25.315 m	0.00 m ²	1.28 m ²	0.000 m ³	32.447 m ³	9.359 m ³	555.814 m ³
P12	279.066 m	25.213 m	0.00 m ²	1.28 m ²	0.000 m ³	32.301 m ³	9.359 m ³	588.115 m ³
P13	304.587 m	25.106 m	0.00 m ²	1.98 m ²	0.000 m ³	49.724 m ³	9.359 m ³	637.839 m ³
P14	329.277 m	24.010 m	0.00 m ²	1.25 m ²	0.000 m ³	29.916 m ³	9.359 m ³	667.756 m ³
P15	352.608 m	22.764 m	0.00 m ²	2.85 m ²	0.000 m ³	64.834 m ³	9.359 m ³	732.589 m ³
P16	374.804 m	22.552 m	0.03 m ²	2.93 m ²	0.664 m ³	66.142 m ³	10.023 m ³	798.732 m ³
P17	397.712 m	23.440 m	0.00 m ²	2.94 m ²	0.000 m ³	68.839 m ³	10.023 m ³	867.571 m ³
P18	421.684 m	23.508 m	0.00 m ²	3.04 m ²	0.000 m ³	71.471 m ³	10.023 m ³	939.041 m ³
P19	444.727 m	23.266 m	0.00 m ²	3.01 m ²	0.000 m ³	70.027 m ³	10.023 m ³	1009.068 m ³
P20	468.217 m	23.870 m	0.00 m ²	2.17 m ²	0.000 m ³	51.738 m ³	10.023 m ³	1060.807 m ³
P21	492.468 m	24.924 m	0.00 m ²	1.59 m ²	0.000 m ³	39.644 m ³	10.023 m ³	1100.451 m ³
P22	518.065 m	25.150 m	0.38 m ²	0.58 m ²	9.618 m ³	14.514 m ³	19.642 m ³	1114.965 m ³
P23	542.767 m	24.463 m	0.06 m ²	0.47 m ²	1.451 m ³	11.378 m ³	21.093 m ³	1126.343 m ³
P24	566.990 m	25.513 m	0.28 m ²	0.07 m ²	7.221 m ³	1.885 m ³	28.313 m ³	1128.228 m ³

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

P25	593.794 m	29.314 m	0.27 m ²	0.41 m ²	8.039 m ³	11.897 m ³	36.352 m ³	1140.125 m ³
P26	625.617 m	30.244 m	0.00 m ²	2.72 m ²	0.000 m ³	82.168 m ³	36.352 m ³	1222.293 m ³
P27	654.281 m	26.761 m	0.00 m ²	1.18 m ²	0.000 m ³	31.469 m ³	36.352 m ³	1253.762 m ³
P28	679.139 m	24.035 m	0.00 m ²	1.60 m ²	0.074 m ³	38.562 m ³	36.425 m ³	1292.324 m ³
P29	702.351 m	23.496 m	0.00 m ²	2.28 m ²	0.000 m ³	53.571 m ³	36.425 m ³	1345.896 m ³
P30	726.131 m	22.742 m	0.07 m ²	1.73 m ²	1.553 m ³	39.349 m ³	37.978 m ³	1385.245 m ³
P31	747.835 m	23.355 m	0.00 m ²	1.74 m ²	0.000 m ³	40.685 m ³	37.978 m ³	1425.929 m ³
P32	772.841 m	24.986 m	0.00 m ²	2.19 m ²	0.000 m ³	54.752 m ³	37.978 m ³	1480.681 m ³
P33	797.807 m	24.614 m	0.00 m ²	1.95 m ²	0.000 m ³	47.967 m ³	37.978 m ³	1528.649 m ³
P34	822.069 m	23.499 m	0.07 m ²	1.45 m ²	1.549 m ³	34.040 m ³	39.528 m ³	1562.689 m ³
P35	844.806 m	23.005 m	0.07 m ²	1.92 m ²	1.645 m ³	44.130 m ³	41.173 m ³	1606.819 m ³
P36	868.078 m	24.400 m	0.02 m ²	1.34 m ²	0.571 m ³	32.665 m ³	41.744 m ³	1639.483 m ³
P37	893.607 m	26.510 m	0.00 m ²	1.89 m ²	0.007 m ³	50.206 m ³	41.751 m ³	1689.689 m ³
P38	921.099 m	27.394 m	0.09 m ²	1.96 m ²	2.569 m ³	53.626 m ³	44.319 m ³	1743.315 m ³
P39	948.394 m	26.098 m	0.01 m ²	0.80 m ²	0.170 m ³	21.005 m ³	44.489 m ³	1764.320 m ³
P40	973.296 m	25.032 m	0.07 m ²	0.52 m ²	1.716 m ³	13.129 m ³	46.205 m ³	1777.449 m ³
P41	998.459 m	24.873 m	0.91 m ²	0.05 m ²	22.657 m ³	1.226 m ³	68.862 m ³	1778.676 m ³
P42	1023.041 m	25.293 m	1.86 m ²	0.00 m ²	46.947 m ³	0.108 m ³	115.809 m ³	1778.784 m ³
P43	1049.045 m	26.517 m	1.43 m ²	0.16 m ²	37.823 m ³	4.273 m ³	153.631 m ³	1783.057 m ³
P44	1076.075 m	25.636 m	0.49 m ²	0.12 m ²	12.453 m ³	2.948 m ³	166.084 m ³	1786.005 m ³
P45	1100.317 m	24.998 m	0.03 m ²	1.41 m ²	0.828 m ³	35.137 m ³	166.912 m ³	1821.142 m ³
P46	1126.071 m	25.747 m	0.00 m ²	1.57 m ²	0.000 m ³	40.410 m ³	166.912 m ³	1861.553 m ³
P47	1151.812 m	25.484 m	0.00 m ²	1.71 m ²	0.000 m ³	43.479 m ³	166.912 m ³	1905.032 m ³
P48	1177.039 m	25.023 m	0.00 m ²	0.79 m ²	0.000 m ³	19.821 m ³	166.912 m ³	1924.853 m ³
P49	1201.857 m	25.016 m	0.00 m ²	1.58 m ²	0.000 m ³	39.574 m ³	166.912 m ³	1964.427 m ³
P50	1227.070 m	24.921 m	0.00 m ²	1.92 m ²	0.000 m ³	47.871 m ³	166.912 m ³	2012.298 m ³
P51	1251.698 m	24.749 m	0.00 m ²	2.17 m ²	0.000 m ³	53.590 m ³	166.912 m ³	2065.889 m ³
P52	1276.568 m	24.640 m	0.00 m ²	1.31 m ²	0.000 m ³	32.189 m ³	166.912 m ³	2098.078 m ³
P53	1300.978 m	24.459 m	0.00 m ²	1.51 m ²	0.000 m ³	36.960 m ³	166.912 m ³	2135.038 m ³
P54	1325.486 m	24.803 m	0.00 m ²	1.83 m ²	0.000 m ³	45.512 m ³	166.912 m ³	2180.549 m ³

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

P55	1350.585 m	25.164 m	0.00 m ²	1.32 m ²	0.000 m ³	33.105 m ³	166.912 m ³	2213.654 m ³
P56	1375.814 m	25.291 m	0.03 m ²	1.15 m ²	0.738 m ³	29.101 m ³	167.650 m ³	2242.756 m ³
P57	1401.166 m	25.377 m	0.00 m ²	2.14 m ²	0.000 m ³	54.265 m ³	167.650 m ³	2297.020 m ³
P58	1426.569 m	25.359 m	0.28 m ²	0.80 m ²	7.044 m ³	20.269 m ³	174.694 m ³	2317.289 m ³
P59	1451.883 m	25.145 m	0.04 m ²	0.70 m ²	0.891 m ³	17.538 m ³	175.585 m ³	2334.827 m ³
P60	1476.858 m	25.165 m	0.10 m ²	1.44 m ²	2.451 m ³	36.222 m ³	178.036 m ³	2371.049 m ³
P61	1502.212 m	25.289 m	0.00 m ²	1.80 m ²	0.000 m ³	45.433 m ³	178.036 m ³	2416.481 m ³
P62	1527.436 m	24.891 m	0.00 m ²	1.99 m ²	0.000 m ³	49.453 m ³	178.036 m ³	2465.935 m ³
P63	1551.995 m	24.721 m	0.00 m ²	1.88 m ²	0.000 m ³	46.592 m ³	178.036 m ³	2512.527 m ³
P64	1576.878 m	24.788 m	0.02 m ²	1.17 m ²	0.461 m ³	29.014 m ³	178.497 m ³	2541.541 m ³
P65	1601.571 m	24.738 m	0.00 m ²	1.83 m ²	0.000 m ³	45.297 m ³	178.497 m ³	2586.838 m ³
P66	1626.354 m	24.646 m	0.00 m ²	2.12 m ²	0.000 m ³	52.305 m ³	178.497 m ³	2639.144 m ³
P67	1650.862 m	24.762 m	0.00 m ²	1.74 m ²	0.000 m ³	43.205 m ³	178.497 m ³	2682.349 m ³
P68	1675.877 m	25.183 m	0.00 m ²	2.28 m ²	0.000 m ³	57.461 m ³	178.497 m ³	2739.810 m ³
P69	1701.229 m	25.132 m	0.00 m ²	1.37 m ²	0.000 m ³	34.543 m ³	178.497 m ³	2774.353 m ³
P70	1726.140 m	25.081 m	0.00 m ²	1.52 m ²	0.000 m ³	38.017 m ³	178.497 m ³	2812.370 m ³
P71	1751.390 m	25.344 m	0.00 m ²	1.25 m ²	0.013 m ³	31.727 m ³	178.509 m ³	2844.097 m ³
P72	1776.828 m	25.392 m	0.00 m ²	2.24 m ²	0.000 m ³	56.879 m ³	178.509 m ³	2900.976 m ³
P73	1802.175 m	25.441 m	0.00 m ²	1.97 m ²	0.000 m ³	50.016 m ³	178.509 m ³	2950.992 m ³
P74	1827.710 m	12.767 m	1.11 m ²	0.04 m ²	14.168 m ³	0.512 m ³	192.677 m ³	2951.504 m ³
TOTAL					192.677 m ³	2951.504 m ³		

Tableau 36 :la valeur de la cubature compensée

Pour le projet, la cubature compensée totale est :

- Déblai : 192.677 m³
- Remblai : 2951.504 m³

II. Le tracé du profil en travers

Les profils en travers (sections transversales perpendiculaires à l'axe du projet) permettent de calculer les paramètres suivants :

- la position des points théoriques d'entrée en terre des terrassements ;
- l'assiette du projet et son emprise sur le terrain naturel ;
- les cubatures (volumes de déblais et de remblais).

Les profils en travers ont les caractéristiques suivantes :

- ✓ Largeur de la chaussée
- ✓ Surlargeur
- ✓ Devers
- ✓ Accotement
- ✓ Pente transversale dans les alignements droits

1) La largeur de la chaussée

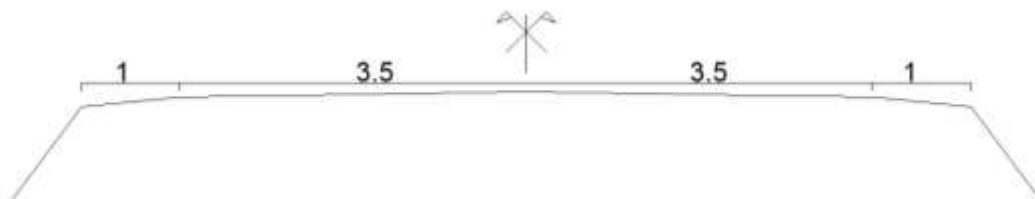
Dans le cas général, elle est fixée en fonction du gabarit maximum des véhicules qui est de 2.50 m, de l'intensité du trafic à projeter et de la vitesse de référence. On peut déterminer la largeur des voies de circulation à l'aide de la formule suivante :

$$L(cm) = 250 + V_B \left(\frac{km}{h} \right) \quad (31) \quad [7]$$

L : largeur de la voie

V_B : La vitesse de base de tronçon considéré Alors, d'après le paragraphe ci-dessus, nous avons déjà fixé une vitesse de base de 60 km/h, soit $L=3.50m$ Ainsi notre projet demande une largeur assez grande pour permettre aux véhicules de rouler en toute sécurité.

Figure 12: la largeur de la chaussée



Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

2) La surlargeur

Notre tracé possède deux courbes de même rayon. Afin d'éviter le débordement de véhicules sur ces endroits et pour garantir la sécurité des usagers, nous devons prévoir une surlargeur égale à $S=50/R$. Pour la chaussée à double voie, la surlargeur nécessaire est de $2xS$.

3) Le devers

Le devers est une pente transversale unique et qui est primordial surtout dans un virage puisqu'il assure la stabilité des véhicules et l'évacuation des eaux superficielles.

La valeurs du devers d varie suivant la rayon de courbure et il est exprimé en pourcentage (%) par la formule suivante :

$$d = \frac{750}{R} + 2.5 \quad (32) \quad [8]$$

d =devers (%)

R =Rayon de courbure (m)

Et d'après ce que l'on a vu ; le devers est donc de 3.75% pour le rayon de 600 m.

4) Les accotements

Ce sont les zones latérales qui bordent extérieurement la chaussée et dans notre cas, nous adaptons à la chaussée des accotements de 1 m de largeur. Ils sont de même niveau que la chaussée avec une pente de 4% vers les fossés pour faciliter l'évacuation rapide des eaux de ruissellement.

Ils sont destinés au stationnement des véhicules en dehors de la chaussée.

5) Les pentes transversales dans les alignements droits

Pour éviter la stagnation des eaux superficielles dans des ornières, nous prenons une pente transversale de 2.5%. La valeur de la pente transversale en alignement ou en devers minimal dépend essentiellement de la résistance de la surface de revêtement contre toute forme de dégradations.

6) Le profil en travers type de la chaussée finie

On va schématiser ci-dessous la synthèse de tout ce que nous avons développé sur les caractéristiques géométriques du profil en travers précédent.

Largeur de la chaussée : 7.00 m

Accotement : 1.00 m

Devers d'une courbe : 2.50 %

Pente transversale : 2.5 %

III. Les études des ouvrages d'assainissement

1) Diagnostic sommaire des ouvrages

Les types d'ouvrages d'assainissement que l'on rencontre sur notre projet Route est:

- Des dalots avec des piédroits en maçonnerie de moellons et des dalles en pierres sèches ou en béton armé.

A part quelques ouvrages qui venaient d'être réhabilités, tous les ouvrages d'assainissement sont vétustés et souffrent d'un manque vide d'entretien. Les dégradations observées sont presque identiques, elles consistent généralement en:

- L'ensablement total ou partie des ouvrages et son envahissement par la végétation;
- L'affouillement des entrées et/ou sorties des ouvrages (extrémité aval n surplomb même dans certains cas) ;
- La forte érosion des exutoires dans le cas des talus à forte pente ou, au contraire leur comblement rapide dans le cas des terrains plats ou à faible pente.

Plus rarement, on observe aussi la destruction des extrémités des ouvrages, le basculement des têtes. Ces dégradations résultent principalement d'un défaut de conception et/ou d'exécution des ouvrages

- Absence d'aménagement spécial au niveau des têtes (para fouilles amont et aval, murs de tête, enrochement);
- Absence ou insuffisance des aménagements aval (descente d'eau, dispositif antiérosif, exutoire insuffisante...);
- Absence ou insuffisance de couverture ;
- Difficulté d'entretien des ouvrages à cause de leur faible dimension.

Par ailleurs, la modification des conditions de fonctionnement des ouvrages les rend sous dimensionnée, en effet, leur pente et section deviennent insuffisants à cause de la présence des sédiments qui s'y déposent.

Enfin, l'absence chronique des travaux d'entretien n'a fait qu'aggraver l'état de dégradations des ouvrages, ce qui fait qu'aujourd'hui d'importants travaux de réhabilitation apparaissent nécessaires, si on veut remettre les ouvrages d'assainissement en état de fonctionner et garantir leur pérennité.

2) Identification des nouveaux ouvrages d'assainissement

Il s'agit des ouvrages supplémentaires créés pour des passages d'eau nouvellement répertoriés (nouveaux thalwegs) ou, pour assurer un meilleur assainissement de la route (ouvrages de décharge, ouvrages d'équilibre dans lestronçons en digue). Dans ce cas, les principes retenus pour l'identification et la localisation de l'ouvrage sont les suivants:

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

- A chaque rupture de pente du profil en long et lorsque les conditions aval (exutoire) le permettent, il est créé un nouvel ouvrage de décharge destiné soit à casser la vitesse d'écoulement et à éviter l'érosion des fossés latéraux (cas d'une augmentation de la pente), soit à éviter l'ensablement des fossés par dépôts des sédiments transportés (cas d'une diminution de la pente).
- Lorsque la longueur du fossé est estimée trop importante (≥ 150 à 200 m) et, que la création de divergents n'est pas possible ou que le risque d'érosion est tangible (terrain érodable).
- La dimension conférée à ces ouvrages est celle d'un dalot de (1.00×1.00)

IV. La distance d'arrêt d_a

C'est la distance parcourue pendant le temps de perception-réaction du conducteur (admis comme égal à 2 secondes) et la distance parcourue pendant le freinage qui fait passer la vitesse V à 0

$$d_a = V * \left(2 + \frac{V}{2g * (cfl + p)} \right) \quad (33) \quad [8]$$

Où v : vitesse en m/s

g : 9.81 m/s^2

cfl : coefficient de frottement longitudinal compris entre 0 et 1.

p : valeur algébrique de la déclivité (en m/m)

Le tableau suivant montre la valeur de cette distance d'arrêt en fonction de la vitesse de référence

Tableau 37: la valeur de distance en fonction de la vitesse

V (km/h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
d_a (m) en alignement droit	15	25	35	50	65	85	105	130	160
d_a (m) en courbe	15.5	26.5	40	55	72	95	121	151	187

Source : SETRA

V. La distance de visibilité d_v

C'est la distance de sécurité séparant deux véhicules circulants sur la route. La circulation en courbe représente une manœuvre délicate pour les véhicules circulant en sens inverse ou dans le même sens. Plus la distance de visibilité est grande, plus les conducteurs auront le temps d'effectuer une manœuvre d'évitement ou de dépassement.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

1) Le tracé en plan

La valeur de la distance de visibilité en plan est donnée par la formule

$$d_v = 8R * e \quad (34) \quad [8]$$

Avec $e = 2+S$ en considérant que l'œil du conducteur est à 2 mètres du bord de la chaussée

Où S : la surlargeur

R : le rayon de la courbe

2) Profil en long

La valeur de la distance de visibilité en profil en long est donnée par la formule

$$d_v = \sqrt{2R} * (\sqrt{h_v} + \sqrt{h_o}) \quad (35) \quad [8]$$

Avec h_v : hauteur de point d'observation en l'occurrence l'œil du conducteur

h_o : hauteur d'un obstacle ou les feux arrières d'un véhicule sur la chaussée.

Pour de raisons de sécurités les deux distances de visibilité doivent respecter la condition suivant

$$d_v \geq d_a$$

La considération de la distance d'arrêt influe sur le choix de rayon en plan et en angle saillant d'un profil en long.

Chapitre VII: LES TRAVAUX D'IMPLANTATION

L'implantation est l'opération qui consiste à reporter sur le terrain, suivant les indications d'un plan, la position de bâtiments, d'axes ou de points isolés dans un but de construction ou de repérage. La plupart des tracés d'implantation sont constitués de droites, de courbes et de points isolés. Le plan d'un ouvrage donne une grande satisfaction à l'architecte qui l'a réalisé, mais sa réalisation sur site lui apportera certainement plus. Avant de construire un ouvrage, il faut l'implanter, c'est-à-dire tracer la forme de l'ouvrage sur le terrain en consultant les plans fournis par l'architecte. En somme, l'implantation représente l'inverse du levé.

L'implantation consiste à matérialiser sur un terrain la position exacte d'un ouvrage d'art, d'une construction, de l'axe d'une route, etc. à partir de leur représentation sur le plans fourni.

On utilise surtout deux méthodes pour implanter un point dont l'un est l'implantation par abscisse et ordonnées et l'autre implantation par coordonnées polaires.

Le choix de l'une ou l'autre des méthodes dépend de l'appareillage dont on dispose et de la configuration du terrain. Ainsi, on aura recours à la méthode par abscisse et ordonnées si l'on dispose d'une équerre optique et que le terrain est sensiblement plat. En outre, les points d'appui qui constituent la ligne d'opération devront être matérialisés sur le terrain.

Avant de descendre sur le terrain, on doit spécifier les points caractéristiques à implanter. Ces points peuvent-être donnés sous forme d'un tableau contenant des coordonnées planimétriques et altimétriques X, Y et Z ou tout simplement indiqués sur le plan d'implantation avec les angles, les distances et les altitudes de chaque point par rapport à la référence choisie.

1) *Implantation de l'axe de la route*

Avant la mise en œuvre de terrassement qu'on procède à l'implantation de l'axe de la route. Cette opération consiste à mettre en place l'axe géométrique du projet. Son but est d'implanter sur le terrain les points principaux utiles pour le traçage des alignements, des courbes circulaires et des arcs de clothoïde.

Les alignements droits

Pour l'implantation des alignements droits ; nous suggérons la méthode la plus simple, c'est-à-dire la méthode de gisement distance.

Principe :

Il suffit d'avoir deux points qui servent de base, d'entrer les coordonnées des points à implanter à partir du plan d'implantation dans une station totale avec mémoire interne, entre les deux points formant la base. Ensuite il est possible de placer un prisme à la position exacte de chaque point.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

2) Implantation de la courbe

Pour implanter une courbe, on a besoin d'un certain nombre de points déjà cité dans les paragraphes antécédents, les points de tangentes droites et leur point d'intersection, le rayon de raccordement et l'angle au sommet.

Raccordement circulaire :

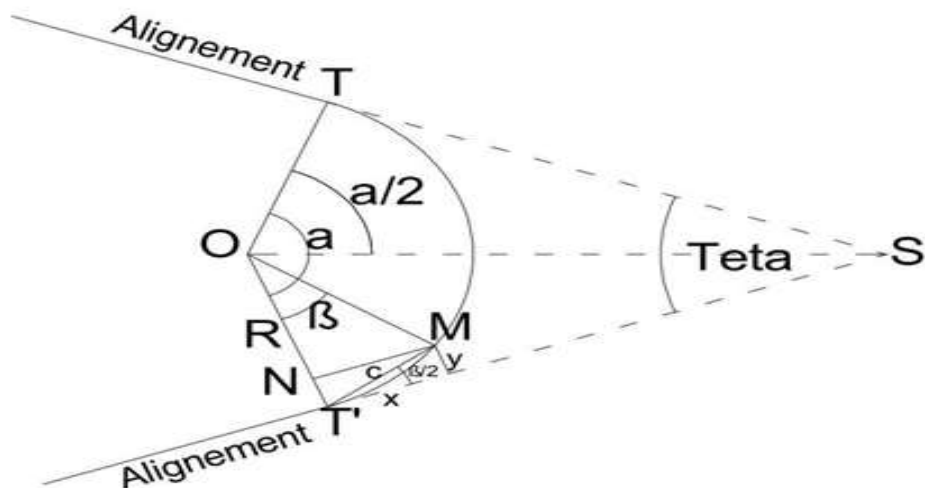
Pour le raccordement circulaire, il existe plusieurs méthodes d'implantation qui sont citées ci-dessous :

✓ Tracé par abscisse-ordonnée sur la tangente

Données : alignements droits, points de Tangences T et T', Centre et R rayon de Raccordement, angle au sommet

$$\begin{aligned}\text{La corde } C : \quad C &= 2.R \sin \frac{\beta}{2} \\ X_M &= 2.R \sin \frac{\beta}{2} \cos \frac{\beta}{2} \\ Y_M &= 2.R \left(\sin \frac{\beta}{2}\right)^2 \\ \text{d'où } X_M &= R.\sin \beta \\ Y_M &= R (1-\cos \beta)\end{aligned} \quad (36) [9]$$

Figure 13:Raccordement circulaire



Mode opératoire

Pour implanter les points de la courbe M, M', M'',... par abscisse et ordonnée sur la droite tangente T'S (prolongement de l'alignement droit), il est nécessaire de calculer les coordonnées x et y des points de courbes, l'alignement T'S étant considéré comme axe des x.

En pratique, soit on fixe la valeur de la corde c, et on en déduit l'angle au centre β pour chaque point M ; soit on adoptera successivement pour angle β une valeur

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

ronde et ses multiples (10 ; 20 ; 30 ; 40 ; ...), il suffit donc de prolonger l'alignement PT avec une station totale ou un théodolite et d'implanter M, M', M'',... par abscisse et ordonnée.

✓ Piquetage par intersection (bi angulation)

Cette méthode est très précise, surtout sur des longues portées. Elle est utilisable sur le terrain accidenté et en présence d'obstacle mais son application nécessite deux théodolites.

Mode opératoire

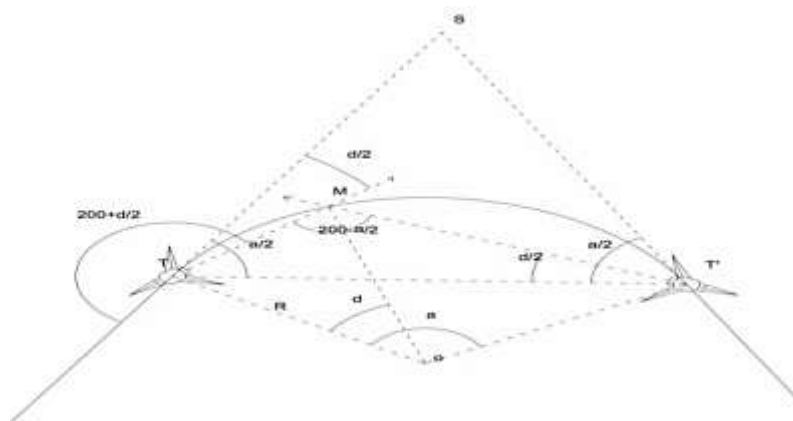
Avant de commencer l'implantation des points, les deux opérateurs doivent se mettre d'accord sur la valeur de l'angle d que l'on choisit d'adopter pour la première implantation selon le nombre de points à implanter. Et cette valeur est incrémentée au fur et à mesure jusqu'à la dernière implantation ($d/2$; $2d/2$; $3d/2$; $4d/2$; ...).

Le théodolite stationné au point T', l'opérateur positionne le zéro du limbe sur l'alignement TT' et ouvre un angle $d/2$.

L'opérateur stationne le théodolite en T, positionne le zéro du limbe sur l'alignement ST et ouvre un angle $(200+d/2)$.

Les points M, M', M'',... sont définis à chaque fois par l'intersection des deux visées.

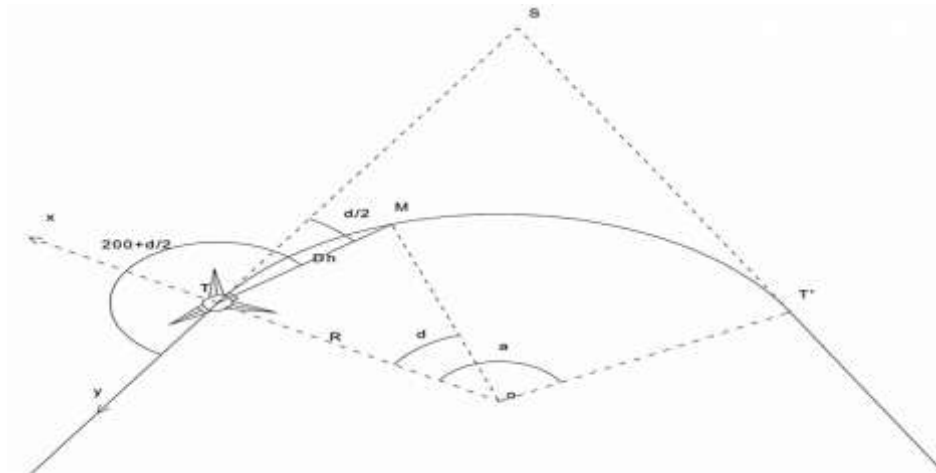
Figure 14: Implantation par bi angulation



✓ Implantation en coordonnées polaires

L'implantation en coordonnées polaires est une méthode précise puisqu'il n'y a pas de cumul d'erreurs. Elle permet de franchir les différents obstacles et d'implanter tous types de raccords.

Figure 15: Implantation par bipolaire



Dans le repère (T,x,y), les coordonnées polaires topographiques d'un point M de la courbe sont :

$$P(Dh_{TM}; G = 200 + d/2) \quad (37) \quad [9]$$

Pratiquement, on divise l'angle au centre α en n parties d'angles au centre $d=\alpha/n$. On en déduit :

$$(D_h = 2.R \sin (d/2), G = 200 + d/2) \quad (38) \quad [9]$$

Mode opératoire

Avec une station totale stationnée en T et pour référence l'alignement Ty, on ouvre l'angle **200gr + d/2** et on mesure la distance Dh, on obtient la position du point M sur la courbe.

Toujours stationnée en T, on ouvre un angle δ et sur cette direction on mesure **Dh**
TM' = 2.R* sin(δ) et on obtient **M'** et ainsi de suite.

Si la visibilité sur terrain ne permet pas d'implanter tous les points à partir de la station **T**, on peut déplacer la station sur un autre point permettant la continuation de l'implantation et on refait la même opération en prenant comme référence la direction précédente.

Le point délicat consiste à bien rétablir le nouvel angle en M' .

Pour remettre la tangente en M', on vise le point T et on implante le point M'' en ouvrant un angle égal à **200gr + d/2 + d = 200+3d/2**. M'T sera la base de départ de la suite des implantations.

Pour cette implantation, nous suggérons la méthode par coordonnée polaire. C'est la méthode la plus sollicitée en implantation routière. Elle est précise et permet de franchir les différents obstacles et d'implanter tous types de raccords circulaires vu la performance des appareils topographiques modernes.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Une fois sur chantier :

- Il faut d'abord stationner sur un point de la polygonale ;
- Puis, visé le point de référence connu en coordonnées (X, Y, Z) ;
- Pour la vérification et contrôle si la station n'a pas bougé, nous viserons un autre point de la polygonale de base et le calculer, si la station n'a pas bougé nous pouvons faire une implantation ;
- Tourner l'appareil jusqu'à avoir l'angle voulue ;
- fixer l'appareil quand on a l'angle, guider le porte prisme pour qu'il soit dans l'alignement
- enfin, regarder la distance, Si elle est supérieure à la distance réelle, il faut dire au porte prisme d'avancer et si c'est le contraire, il faut lui dire de reculer et ainsi de suite jusqu'il soit à la bonne distance.

3) Implantation de clothoïde

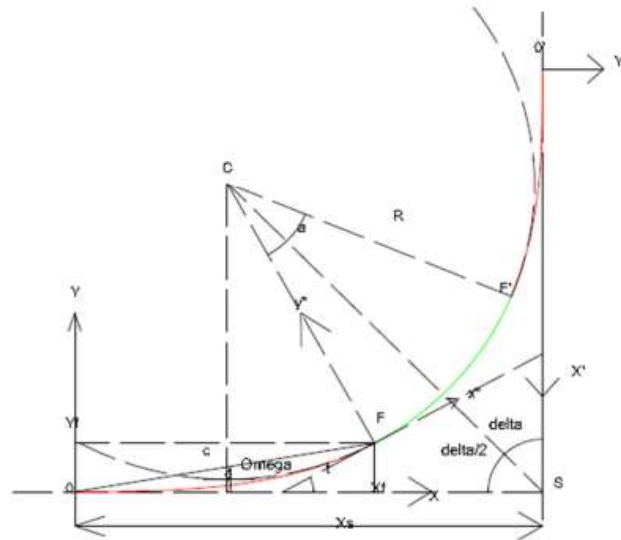
Comme nous avons vu durant la conception du projet, l'importance du raccordement à courbure progressive dans le tracé en plan de la route, son implantation sur le terrain doit reproduire fidèlement l'allure définie dans le projet.

Il existe deux(2) méthodes d'implantation de clothoïde dont :

- Implantation de clothoïde à l'aide d'une table unitaire
- Implantation de clothoïde sans l'usage de tables

Pour implanter un clothoïde de paramètres A sur un raccordement de rayon R sans utiliser les tables unitaires, il est nécessaire de calculer tous les points de la clothoïde selon un pas n de longueur (L/n) déterminée, L est la longueur totale de la clothoïde et qui dépend du type de la route, et d'implanter les coordonnées par rayonnement ou par abscisse et ordonnée.

Figure 16: raccordement clothoïde arc circulaire



Une fois sur chantier :

- D'abord stationner sur un point de la polygonale à côté de la courbe ;
- Puis, viser un point de référence, connu en coordonnées (X, Y, Z) ;
- commencer l'implantation en intégrant les coordonnées des points de clothoïde à implanter dans la station totale;

✚ Équation paramétrique

Pour établir cette équation, on étudie un véhicule se trouvant à un instant t dans un raccordement de rayon variable. À cet endroit le rayon de courbure vaut r .

Ce véhicule de masse m se déplace à la vitesse tangentielle v sur une chaussée dont le dévers introduit une surélévation des roues

Les actions en présence, en négligeant le frottement, et elles sont données par ces formules [9]:

$$\text{La force centrifuge : } F = m \cdot v^2 / r \quad (39)$$

$$\text{Le poids : } P = mg \quad (g = 9,81 \text{ ms.}^{-2}) \quad (40)$$

On peut écrire:

$$\tan \gamma = F / P = v^2 / (r \cdot g) \quad \text{et} \quad \sin \gamma = p / e \quad (41)$$

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

Le dévers étant faible (moins de 7 %) : $\tan \gamma \approx \sin \gamma$ d'où $p = (e.v^2) / (r.g)$.

On suppose la vitesse du véhicule constante sur le raccordement, comme e et g sont aussi des constantes, on obtient : $p = k / r$.

Si de plus l'on suppose que la surélévation due au dévers p varie de manière linéaire le long du raccordement, on peut écrire : $p = k' . s$, k' étant une constante et s l'abscisse curviligne le long du raccordement. Finalement, on arrive à l'équation suivante : $r . s = \text{Constante}$.

Donc le produit du rayon de courbure r en un point M donné de la courbe par l'abscisse curviligne s en ce point est constant.

La courbe qui vérifie cette équation permet donc d'assurer à tout instant l'équilibre du véhicule le long du raccordement, le dévers étant aussi introduit de manière progressive. L'équation de la clothoïde est présentée sous la forme suivante.

$$Sr = A^2 \quad (42) \quad [9]$$

A est une constante appelée paramètre de la clothoïde ; notez que ce paramètre est homogène à une longueur. La clothoïde unité est la spirale d'équation $s.r = 1$

coordonnées des points d'une clothoïde

Il est plus utile de connaître un point de la clothoïde en coordonnées (x,y) , surtout pour un traitement par informatique.

La partie de la clothoïde réellement utilisée dans les raccordements étant limitée au tout début de la spirale, proche de l'origine O , on procède par développement limité.

Considérons une clothoïde de paramètre A raccordant un alignement Ox à un cercle de rayon R . La clothoïde commence au point O et se termine au point F . En F le rayon vaut R et l'abscisse curviligne depuis O est $s_{OF} = L$; L est la longueur du raccordement progressif.

En un point P quelconque de cette spirale, l'angle entre la tangente à la spirale et l'alignement Ox vaut τ ; le rayon vaut r et l'abscisse curviligne s .

En un point P' infiniment voisin du point P , on est à la distance $(r + dr)$, $(s + ds)$ et $(\tau + d\tau)$. Au point F , on a $A^2 = R . L$. Au point P , on a $A^2 = r . s$.

On peut écrire entre les points P et P' , en négligeant les termes du second ordre, que $r.d\tau = ds$, $d\tau$ en radian. On obtient l'équation différentielle de la clothoïde : $s.ds = A^2 . d\tau$.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

En intégrant cette équation entre O et P, on obtient :

$$\tau = \int \frac{s}{A^2} \cdot ds = \frac{s^2}{2A^2} + K$$

Au point de départ O, $s = 0$ et $\tau = 0$ d'où $K = 0$. Donc :

$$\tau_{\text{radian}} = \frac{s^2}{2A^2} = \frac{s^2}{2RL} \quad (43) \quad [9]$$

Toujours entre P et P', on a :

$$dx = ds \cdot \cos \tau = \cos\left(\frac{s^2}{2A^2}\right) \cdot ds \quad \text{d'où } x = \int \cos\left(\frac{s^2}{2A^2}\right) \cdot ds,$$

$$dy = ds \cdot \sin \tau = \sin\left(\frac{s^2}{2A^2}\right) \cdot ds \quad \text{d'où } y = \int \sin\left(\frac{s^2}{2A^2}\right) \cdot ds.$$

Le terme $s^2 / 2A^2$ étant proche de zéro au voisinage du point O, on utilise le développement limité des fonctions sinus et cosinus pour obtenir les coordonnées (x_P, y_P) ci-contre d'un point P quelconque de la clothoïde à l'abscisse curviligne s du point de départ O dans (O, x, y). Les coordonnées (x_P, y_P) sont positives, lorsque la clothoïde est à gauche

Pour une clothoïde à droite, l'ordonnée y_P devient négative.

$$\begin{aligned} x_P &= s - \frac{s^5}{40 A^4} + \frac{s^9}{3456 A^8} - \frac{s^{13}}{599040 A^{12}} + \dots \\ y_P &= \frac{s^3}{6 A^2} - \frac{s^7}{336 A^6} + \frac{s^{11}}{42240 A^{10}} - \frac{s^{15}}{9676800 A^{14}} + \dots \end{aligned} \quad (44) \quad [9]$$

Remarque sur l'implantation de l'axe

Il faut faire la fermeture sur les points d'appui lorsque la distance est très longue et qu'il y a des obstacles empêchant de continuer l'implantation.

La matérialisation des points implantés se fait au moyen de piquets en bois.

Ainsi, après chaque implantation et matérialisation, il faut effectuer le départ d'axe, une opération qui a pour but de déporter la distance entre l'axe et le piquet placé à côté du piquet désignant le numéro de PK.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

4) Implantation des profils en long

Le profil en long appelé aussi section longitudinale, indique les différents niveaux de la route dans son axe. Comme pour le tracé en plan, il existe des normes applicables à ce profil (par exemple, il est fixé une inclinaison minimale et maximale). Naturellement, ces normes appliquées aux pentes et rampes influent fortement sur le tracé et sur l'importance des travaux de terrassement.

Pour l'implantation des profils en long il y a deux étapes :

L'implantation de l'axe des points de profil (si on met un intervalle de tabulation sur un alignement droit) en X, Y ;

L'implantation des points de profil en Z

L'implantation en X, Y :

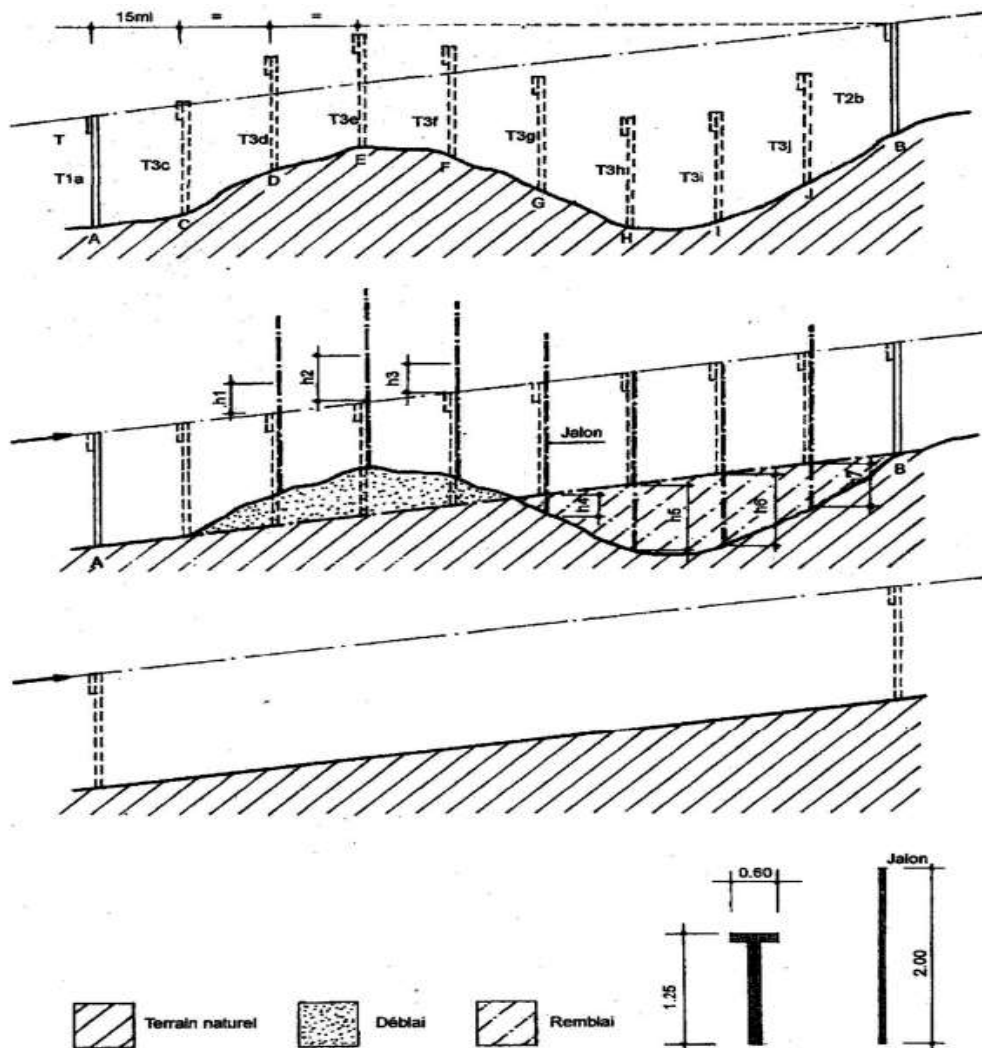
Nous suivons les mêmes méthodes que lors de l'implantation de l'axe de la route

L'implantation en Z :

C'est l'étape la plus importante lors de l'implantation du point de profil en long.

Pour le faire l'utilisation du niveau est la plus précise mais un peu plus longue, il y a ensuite l'utilisation de la station totale et enfin l'utilisation d'un gabarit de hauteur 1.25 m et 1.30m comme le montre la figure ci-dessous.

Figure 17:implantation du profil en long



Une fois sur chantier :

- Stationner un polygone ;
- Se référer à un point de référence connue en X, Y, Z ;
- Implanter les axes du profil en entrant ses coordonnées X, Y, Z dans la station totale ;
- Après avoir été implanté en X, Y, ne pas changer la hauteur du prisme et chercher la dénivelée ou la hauteur dans la station totale et elle donne directement la différence qu'il y a encore sur l'altitude du projet et l'altitude du piquet d'implantation si nous devons encore descendre ou monter en guidant le porte prisme ;

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

5) Implantation des profils en travers

Le profil en travers montre :

Où se situent les différentes parties de la route (fossés, talus, accotements, chaussée);

La quantité et la nature du travail à faire (remblai, déblai) pour construire la route dans un endroit donné.

Lors du piquetage d'un profil en travers, les piquets de relevé et les piquets à usage multiple indiquent:

- L'axe de la route (terrain plat)
- Le niveau de la route (terrain plat, accidenté; montagneux, déblais-remblai);
- L'emplacement des fossés (terrain plat) ;
- Les limites des déblais;
- Le pied du talus (remblai).

Tous les profils en travers doivent être établis à angle droit par rapport à l'axe

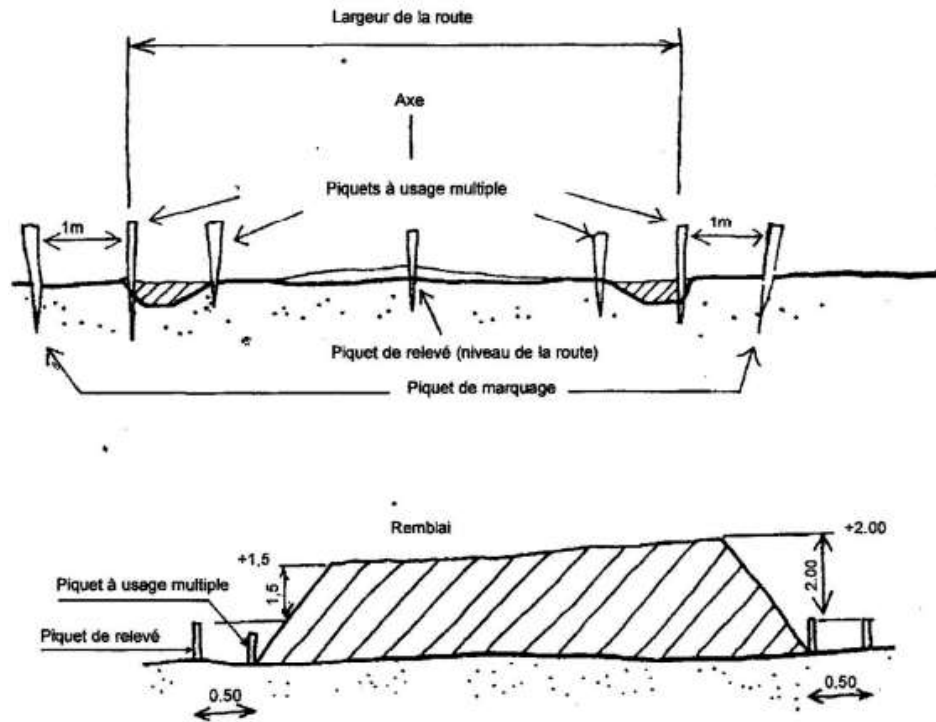
Pour le profil en travers type classique :

En terrain plat, les piquets de relevé servent à marquer à la fois l'axe et le niveau de la route. Lorsqu'il faut déblayer ou remblayer pour arriver au niveau voulu, cette information est inscrite sur le piquet;

Le niveau s'exprime par un nombre à trois chiffres, indiquant le déblai ou le remblai à faire en mètres (par exemple, +0,20 signifie qu'il faut un remblai de 20 cm).

Les niveaux indiqués montrent le déblai ou le remblai à faire depuis le sommet du piquet.

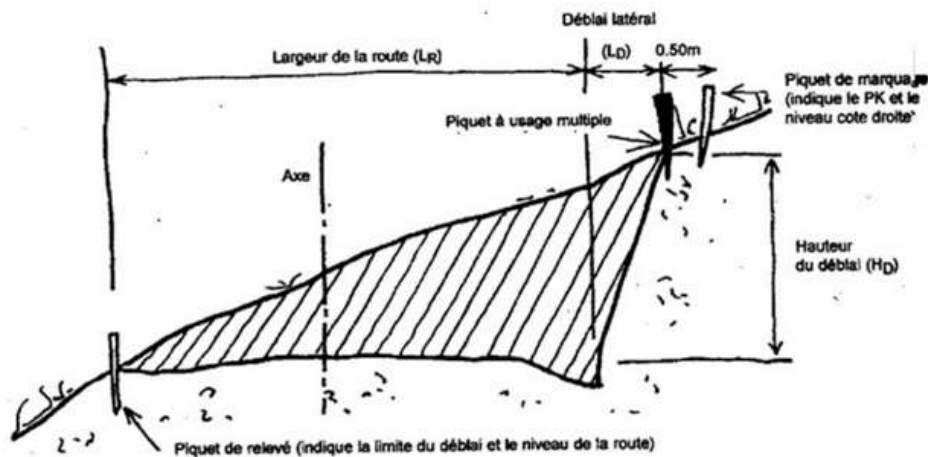
Figure 18: Piquetage profil en travers pour une route en terrain plat et remblai



6) Profil en déblais :

Ici, les piquets de relevé indiquent les niveaux de la route. Après les déblais, on place les piquets indiquant l'axe et les délimitations des fossés.

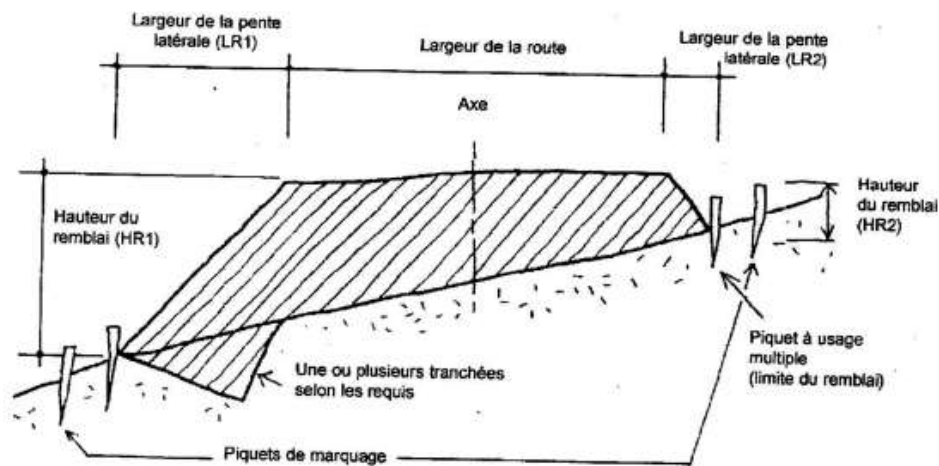
Figure 19: Piquetage des PT en déblais



7) Profil en remblai :

Les piquets de marquage de part et d'autre de la route indiquent la hauteur du remblai à effectuer. Cette hauteur est mesurée depuis le sommet du piquet et inscrite sur celui-ci. Notez qu'avec une pente 1/1 des deux cotés on calcule la largeur de l'emprise de la route en ajoutant HR1 et HR2 à la largeur de la route.

Figure 20: Piquetages des PT en remblai



Sur le chantier :

- Nous avons déjà implanté le point d'axe du PT lors de l'implantation du PL
- Ensuite stationner sur ce point de l'axe et se référencier sur un point connue. Comme nous connaissons les coordonnées des points de profil en travers, nous implantons les piquets de relevé et les piquets à usage multiple qui marque la fin du remblai ou du déblai.

8) *L'implantation des entrées en Terre*

L'entrée en terre est l'intersection de part et d'autre de l'axe entre le profil du terrain naturel, et le profil du projet.

Il existe deux (2) types de méthodes pour implanter une entrée en terre :

- La méthode directe, où l'on place le piquet à l'endroit de l'entrée en terre réelle.
- La méthode indirecte, où l'on place le piquet de façon décalée.

Figure 21: Les deux types de méthodes pour implanter une entrée en terre



Mode opératoire

L'implantation de l'entrée en terre peut s'effectuer par chainage perpendiculaire de part et d'autre du point de l'axe de chaque profil, mais comme les points d'entrée en terre sont connus en planimétrie, nous pouvons utiliser la station totale pour l'implantation. Nous obtenons la position théorique notée ET'11 et ET'12.

Partie 2 : ETUDES TECHNIQUES

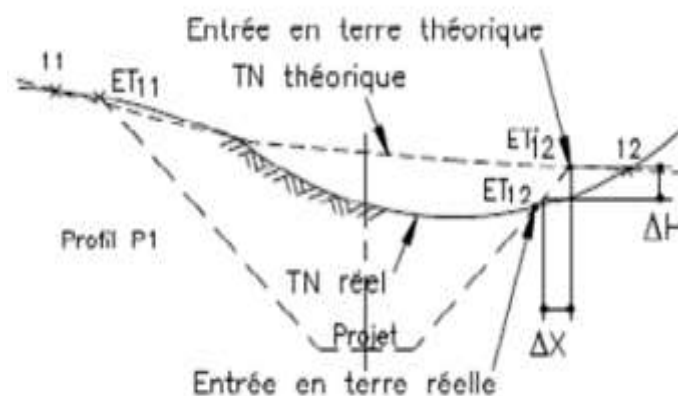
Les points d'entrée en terre réelle notés ET 11 et ET 12 sont connus en déterminant l'altitude du terrain naturel à la verticale successive des points ET' 11 et ET' 12. On peut déduire à partir de la différence de hauteur la distance ΔX en utilisant la formule :

$$\Delta X = \frac{\Delta H}{p} \quad (45) \quad [7]$$

Où ΔH : la différence de hauteur

p : la pente

Figure 22: Piquetage de l'entrée en terre



Ces points sont matérialisés avec des piquets en bois résistants, avec un départ à 0.5 m qui porte les mêmes informations (chainage à partir de l'axe et cote).

Sur le chantier

Utiliser la station totale en procédant comme suit :

- Nous avons les coordonnées et les altitudes à partir du plan de la bande d'étude et du PT ;
- Ensuite transférer ces données dans la station totale ;
- Stationner sur un point de polygonale ;
- Viser un point de référence (les points de l'axe peuvent être désormais joué le rôle de référence car ils sont connues en coordonnées) ;
- Commencer l'implantation en visant les angles vue dans l'appareil tout en orientant le porte prisme et suivre les distances indiquées et les dénivelées.

9) Les travaux d'implantation sur les ouvrages d'assainissement

La brigade topographique chargée de poser ces ouvrages a seulement pour rôle la vérification de cote de pose et assure sa mise en alignement dans la bonne direction. Toutes ces opérations d'implantation peuvent se faire à l'aide d'un niveau de chantier et d'un théodolite. Cette solution est facile et rapide à mettre en œuvre pour les petits virages, mais à prescrire dans le cas des gros œuvres. Ces ouvrages doivent être posés juste après le décapage notamment pour les ouvrages sous remblais.

Dans le chantier :

L'implantation des coordonnées X et Y des points de l'ouvrage peuvent être faites par la méthode de coordonnées polaires.

Chapitre VIII: CONTROLE (PLAN DE RECOLLEMENT)

Les contrôles topographiques se focalisent généralement sur :

- ❖ Les travaux de terrassement
- ❖ Les couches de la chaussée
- ❖ La construction des ouvrages

Les appareils et les techniques employés sont les mêmes que pendant les différentes phases d'implantation sauf que pour le contrôle ; il faut procéder inversement c'est-à-dire faire les levés de tous les éléments implantés.

I. Contrôle du plate forme

1) Méthode

Pour le contrôle de la plate-forme ; il faut faire un nouveau levé total de tout l'ensemble du terrassement fini (axe de la route, bordure, pente talus). Le levé doit comprendre aussi les détails environnants comme si nous faisons un nouveau levé de détail ; Une fois le levé fini nous procédons au traitement sur bureau des données du nouveau terrain. Après le traitement nous pouvons avoir un nouveau plan appelé plan de recollement ; Ensuite, il faut comparer les données du plan de recollement et celui du plan d'implantation (l'axe, les courbes, altitude, talus).

2) Tolérance

Comme ce contrôle est impératif avant la mise en place de la structure de la chaussée, donc il ne faut pas négliger la tolérance admissible sur la plate-forme de terrassement.

Cette tolérance est de :

- ± 5 cm en plan ;
- ± 1 cm en nivellement ;
- ± 1 cm sur le point en travers ;

II. Contrôle des ouvrages

Méthode pour la pente d'assainissement:

Pour contrôler les pentes des ouvrages d'assainissement premièrement ; il faut faire un levé indépendant des ouvrages et ses alentours, ensuite traiter les données reçues, et enfin vérifier à l'aide des données la valeur des pentes si c'est admissible.

III. Contrôle chaussée fini

1) Contrôles des couches

Le contrôle topographique de l'épaisseur se fait séparément pour chaque couche ;c'est-à-dire qu'il doit être fait pour chaque couche avant la mise en place de la couche suivante

Méthode

Pour le contrôle des couches ; il faut faire un levé total pour chaque couche, et ensuite comparer avec le plan d'implantation

Tolérance :

- ± 3 cm pour la largeur
- ± 1 cm en nivellement

2) Contrôle de profil en long

Méthode

Pour faire un contrôle de profil en long ; il faut faire un nouveau profil en long de la chaussée finie et la comparer avec le profil avec projet du premier levé de l'étude (Pente, rampe, alignement droit, courbe de raccordement)

Tolérance

± 3 cm en long au point de l'axe

Partie 3: ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET ETUDE FINANCIERE

Chapitre IX: LES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIO-ECONOMIQUES

I. Introduction

Selon l'article 10 de la loi 90-033 du 21 décembre 1990 portant Charte de l'Environnement³ Malagasy, la Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE)⁴ demande aux investisseurs publics et privés de procéder à une étude d'impact environnemental lorsque les investissements sont susceptibles de porter atteinte à l'environnement.

La promulgation du décret N° 99-954 du 15 décembre 1999 relatif à la MECIE* implique une obligation pour lesdits projets à se soumettre soit à une étude d'impact environnemental (EIE) soit à un programme d'engagement environnemental (PREE), selon la nature technique, l'ampleur de ces projets, ainsi que la sensibilité de leur milieu d'implantation.

En référence au décret MECIE suscité, des directives techniques environnementales seront élaborées pour chaque type d'activité considéré.

Ce guide sectoriel traite des informations pertinentes et spécifiques aux routes, à prendre en compte pour l'étude d'impact environnemental d'un projet routier. La nature du projet indiquera d'une façon plus précise la méthodologie appropriée.

Toutefois, il est rappelé aux utilisateurs que l'exploitation de ce guide nécessite la prise en compte de la directive générale d'élaboration d'une étude d'impact comme base de référence.

Ce guide comporte quatre grands paragraphes :

- La présentation du secteur routier
- Les termes de référence pour l'EIE
- Les exigences pour les projets de construction et de réhabilitation de route revêtue ou non
- Le plan de gestion environnemental des projets routiers

La Réhabilitation de la route qui relie Vinaninkarena et Ibity est sans contexte un grand Projet pour la Région de Vakinankaratra, celle d'Amoron'i Mania et de ses environs allant du point de vue économique jusqu'au point de vue social. Mais ce Projet engendre dans sa réalisation, des Impacts sur l'Environnement pouvant causer des dégradations.

La présente Etude d'Impacts Environnementaux (E.I.E) permet donc de déterminer les effets d'un tel Projet sur l'Environnement et d'évaluer les conséquences négatives

et positives avant, pendant et après sa réalisation dans le but de les prévoir et de les limiter.

II. Généralité

1) Définition

En sciences humaines et sociales, l'Environnement désigne le milieu social qui entoure et influe sur les activités humaines. En sciences naturelles, il désigne les écosystèmes naturels indépendants des êtres humains et entourant un organisme vivant, un animal ou une plante.

2) Décret MECIE

Le décret MECIE ou Mise En Comptabilité d'Impact Environnemental a pour objet de fixer les règles et procédures à suivre en vue de la mise en comptabilité des Investissements avec l'Environnement et de préciser la nature, les attributions et le degré d'autorité des Institutions ou Organismes habilités à cet effet.

III. Généralités sur l'EIE

1) Définition

L'EIE est un processus servant à prévoir et à déterminer les conséquences écologiques et sociales positives et négatives d'un Projet de développement proposé. Nous allons utiliser l'EIE par la suite car cette méthode est la mieux adaptée pour les projets de génie civil.

2) Objectif de l'EIE

A court terme :

Pour assurer la prise en compte des considérations sociales et culturelles au niveau de la conception d'un projet, l'EIE a, à court terme, les buts suivants :

- Evaluer les Impacts positifs et négatifs des Projets de Développements proposés pour en déterminer la nature, l'intensité et la durée ;
- Aider à prendre des décisions concernant les Coûts avantageux des Projets de Développement proposés ;
- Promouvoir la participation des communautés locales et du public aux Etudes d'Impacts sur l'Environnement.

A long terme :

Pour conserver et utiliser durablement les ressources naturelles, l'EIE a pour objectif à long terme de :

- Protéger et améliorer la qualité de toute forme de vie ;
- Sensibiliser le public aux problèmes touchant l'Environnement ;
- Produire, stocker et diffuser des renseignements sur l'Environnement ;

- Etablir un lien entre la Stratégie de Développement Local et les initiatives prises à l'échelon Régional et International.

3) *Contenus de l'EIE*

L'article 11 du décret MECIE stipule que l'EIE devra au moins comprendre, un document certifiant la situation juridique du lieu d'implantation du Projet, une description du

Projet d'Investissement, une analyse du système environnemental affecté ou pouvant être affecté par le Projet et un plan de gestion environnemental du Projet.

Récapitulation des Impacts Environnementaux

Nous allons présenter les Impacts négatifs et les mesures d'atténuations adéquates du projet que ce soit dans le milieu biologique ou dans le milieu humain dans les tableaux suivants :

a. *Les impacts négatifs significatifs pendant les travaux*

❖ *En zones cultivées ou végétalisées*

Tableau 38: impacts négatifs en zones cultivées

IMPACTS NEGATIFS	CAUSES USUELLES
<p>IMPACTS SUR LES MILIEUX NATURELS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pollution des sols et des cours d'eau environnants (toxicité) qui pourrait nuire à plus ou moins long terme : <ul style="list-style-type: none"> - Aux cultures de végétation ; - Aux animaux de trait et aquatiques ; - A la population locale ; • Piétinement du sol, durcissement du terrain suite aux mouvements des engins et voitures, abattage d'arbres et arbustes. 	<p>Entretien des camions et engins sur chantier (épandage des huiles de vidange et de gasoil)</p> <p>Déviation temporaire / installation de chantier</p>
<p>EFFETS SUR LES CONDITIONS DE VIE DES POPULATIONS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perturbations des activités des paysannes 	<p>Travaux des routes en général.</p>

❖ *vis-à-vis des travaux routiers en général*

Tableau 39:: impacts négatifs vis-à-vis des travaux routiers en général

IMPACTS NEGATIFS	CAUSES USUELLES
<p>IMPACTS SUR LES MILIEUX NATURELS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pollution de l'environnement (carburants, huiles de vidange, gaz d'échappement, défécation dans la nature) : <ul style="list-style-type: none"> - Atelier - Base de vie • Destruction de l'esthétique du paysage • Effondrements ou éboulements de le vallée ou ils aboutissent (par érosion régressive) provoquant a la longue la destruction de l'ouvrage implanté. • Effondrements en masse ou glissements de terrain ou encore d'excavations provoquant ainsi la destruction du versant colinéaire. 	<p>Installation du chantier</p> <p>Entretien des camions et engins sur chantier</p> <p>Insuffisance d'organisation et de toilettes</p> <p>Accumulation des déblais mis en dépôts</p> <p>Fosses divergents/ fosses de garde/passages busés.</p> <p>Talutage et déblais en général</p>

4) ***La mesure d'atténuation***

❖ *En zones cultivées et végétalisées*

Tableau 40: la mesure d'atténuation en zone cultivée

Impacts négatifs	Causes usuelles	Mesures d'atténuation
<p>IMPACTS SUR LES MILIEUX NATURELS</p> <p><input type="checkbox"/> Pollution des sols et des cours d'eau environnants (toxiqué) qui pourrait nuire à plus ou moins long terme :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Aux cultures et végétation ; - Aux animaux de trait et aquatiques ; - A la population locale. <p><input type="checkbox"/> Piétinement du sol, durcissement du terrain suite aux mouvements des engins et voitures, abattage d'arbres et arbustes.</p>	<p>Entretien des camions et engins sur chantier (épandage des huiles de vidange et de gasoil).</p> <p>Déviatio n temporaire/installation de chantier</p>	<p>Eviter de faire l'entretien des véhicules et engins sur chantier (vidanges, lavage des pièces au gasoil). Tout doit se faire au garage. L'utilisation d'un bac pour la récupération des huiles de vidange et du gasoil doit être une règle. Aménagement de toilettes en nombre suffisant.</p> <p>Eviter de piétiner sur les terrains de culture qu'ils soient cultivés ou non au cours de la période des travaux. Contourner les bosquets et fourrés ; ne pas passer en travers. Information préalable par affichage ou prospectus des transporteurs et de la population locale sur l'endroit travaillé et sur la durée probable de l'intervention au lieu dit.</p>

<p>EFFETS SUR LES CONDITIONS DE VIE DES POPULATIONS</p> <p><input type="checkbox"/> Perturbation des activités paysannes</p>	<p>Travaux des routes en général</p>	<p>Faire une bonne gestion calendaire de la mise en œuvre du projet (éviter par exemple que les interventions s'effectuent en période de récolte du riz).</p> <p>S'informer préalablement de ces périodes d'activités et arranger le programme en fonction.</p>
---	--------------------------------------	---

❖ Impacts vis-à-vis des travaux routiers en général

Tableau 41: l'impact vis a vis des travaux routiers

IMPACTS NEGATIFS	CAUSES USUELLES	MESURES D'ATTENUATION
IMPACTS SUR LES MILIEUX NATURELS <input type="checkbox"/> Pollution de l'environnement (carburants, huiles de vidange, gaz d'échappement, défécation dans la nature) : - Atelier Base de vie	Entretien des camions et engins sur chantier Insuffisance d'organisation et de toilettes Accumulation de déblais mis en dépôts	Eviter de faire l'entretien des véhicules et engins sur chantier (vidanges, lavage des pièces au gasoil). Tout doit se faire au garage. L'utilisation d'un bac pour la récupération des huiles de vidange et du gasoil doit être une règle. Aménagement de toilettes en nombre suffisant. Mise en œuvre des toilettes provisoires. Choix étudié des dépôts et compactage après aménagement. Pour la remise en état des lieux si besoin est. Récupérer les produits de décapage.

<p>□ Effondrements ou éboulements de la vallée où ils aboutissent (par érosion régressive) provoquant à la longue la destruction de l'ouvrage implanté</p> <p>□ Effondrements en masse ou glissements de terrain ou encore d'excavations provoquant ainsi la destruction du versant collinaire.</p>	<p>Fossés divergents/fossés de garde/passages busés</p> <p>Talutage et déblais en général</p>	<p>Ne pas hésiter à prolonger la partie terminale assez loin pour éviter un exutoire qui provoquerait une chute d'eau.</p> <p>Autrement, continuation de l'exutoire par une descente d'eau maçonnée, terminée en bas par un bassin qui reçoit les chutes et dissipe les écoulements vers les voies naturelles d'évacuation (rigoles, cours d'eau, dépression vallonnée).</p> <ul style="list-style-type: none"> - Etablissement de fossé de garde en amont du talus (cf. : mesures précédentes) même si ce dernier est réalisé en bermes ; - Végétalisation (vétiver ou reboisement) des zones de ruissellement ; - Stabilisation des embases du talus par des ouvrages appropriés (perré, soutènement, gabion...) ; - Construction de fossé de pied de talus.
---	---	--

Chapitre X: ETUDE FINANCIERE

Dans le cadre d'investissement routier, il est indispensable de déterminer les coûts. Ainsi, dans ce chapitre, nous allons essayer d'évaluer le coût des travaux établis, énoncés dans la partie précédente, c'est-à-dire le coût des travaux topographiques et les détails quantitatifs et estimatifs du projet

I. Evaluation du coût des travaux topographiques

1) Travaux de terrain

Tableau 42: cout sur les travaux de terrain

<u>Personnel et main d'œuvre direct</u>					
désignation	Qualité	Nombre	Nombre jour	Taux journalière (Ar/j)	Total (Ar)
Chef de brigade	Ingénieur	1	15	70 000	1050000
Operateur	Bacc+3	1	15	30 000	450000
Croquiseur	Bacc+3	1	15	30 000	450000
porte prisme		2	15	5 000	75000
Total main d'œuvre direct					2025000
<u>Matériels de production</u>					
désignation	Nombre	Unité d'œuvre	nombre jour	Cout de location (Ar/j)	Total (Ar)
Station totale avec accessoire	1	jour	15	100 000	1500000
niveau avec accessoire	1	jour	15	50 000	750000
talky-walky	4	jour	15	40 000	600000
Brouettes	10	jour	15	650	9750
Bêches	10	jour	15	320	4800
Truelles	10	jour	15	160	2400
Marteaux	10	jour	15	2450	36750
Total matériels de production					2903700
<u>Charge indirecte</u>					
Désignation	Quantité	Unité d'œuvre	nombre du jour	Taux journalière (Ar/j)	Total (Ar)
Carburant	35	litre/jour	15	3000	45000
Location sur 4x4	2	jour	15	120000	1800000
Location sur tracteur	1	jour	15	120000	1800000
Location sur crédit bail	2	jour	15	50000	750000
Cuisinier	2	jour	15	10000	150000
Chauffeur	1	jour	15	20000	300000
Logistique	1	jour	15	10000	150000
Total charges indirectes					4995000
Fourniture (Ar)					4995000

2) Matériaux et fournitures

Les matériaux cites ci-dessous sont pour les points polygonaux de base.

Tableau 43: cout des matériaux et fournitures

<u>Matériaux et fournitures</u>					
désignation	quantité	unité d'oeuvre	cout unitaire (Ar)	temps d'affectation	Total (Ar)
Ciment	1	Sac	25000	—	25000
Fer rond	1	Barre	11000	—	11000
Gravillon	3	Daba	4000	—	12000
Sable	3	Daba	600	—	1800
Total matériaux et fournitures					49800
Fourniture (Ar)					49800

3) Travaux de bureau

Tableau 44: cout des travaux de bureau

<u>Personnel</u>				
Désignation	Nombre	Nombre jour	Taux journalière	Total (Ar)
Chef de brigade	1	7	70 000	490000
<u>Matériels</u>				
Désignation	Nombre	Nombre jour	Cout de location (Ar)	Total
Portable	1	7	50 000	350000
Fourniture (Ar)				840000

Donc d’après ce tableau, le cout de la production est de :

$$2025000+2903700+4995000+49800+840000= 10813500$$

Pour la charge indirecte (électricité...), le coefficient est $\approx 20\%$

Ainsi, le cout de revient (cout de production x charge indirecte) est de =

$$10813500 \times 1,20 = 12976200 \text{ Ar}$$

D’où le Prix de vente (cout de revient x marge de 25%) est de =

$$12976200 \times 1,25 = 16220250 \text{ Ar} \quad \text{H T V A}$$

Enfin, on a TVA = 20%

Le cout de production final est de =dix neuf million quatre cent soixante quatre mille trois cent million

$$16220250 \times 1,20 =$$

19 464 300 ArT T C

II. Coût de la route finie

Pour le prix de la chaussée fini ; nous l'avons pas détaillé mais nous le citons juste ci-dessous :

Tableau 45:coût total de la route

DESIGNATION DES OUVRAGES	MONTANT (en ariary)
1) Installation et repli du chantier	264 069 633.41
2) terrassement	64 650 000
3) assainissement	680 156 797.99
4) chaussée	1 544 378 165.1
5) mesures environnementales	10 000 000
6) travaux topographiques	19 464 300
Montant total	2 647 718 896.5
Montant TVA (20%)	529 543 779.3
Montant TTC	3 112 262 675.8

On voit bien alors que le cout total du projet avec tous taxes comprises est de **trois milliard cent douze million deux cent soixante deux mille six cent soixante quinze**Ariary

CONCLUSION

CONCLUSION

En guise de conclusion, cette étude nous a permis de maîtriser les différentes disciplines telles que routes, topographie, environnements... durant l'élaboration de ce mémoire tout en considérant les expériences acquises pendant les stages faits au sein des organismes

Ainsi, le but principal de ce présent travail est de convaincre l'entreprise de respecter et de suivre toutes les différentes étapes nécessaires pour effectuer les travaux topographiques

Nous essayons d'élaborer par le présent mémoire un projet de réhabilitation de cette route en incluant le principe et la technique de réhabilitation tout en considérant des dégradations constituées lors de la descente sur terrain et durant les collectes des données utiles. Nous avons utilisé dans ce mémoire les meilleures techniques adaptées à la réalité en tenant compte de la sécurité et des avantages comme le gain de temps pour les usagers de la route, et afin de réduire autant que possible le coût d'investissement pour que le projet soit rentable.

Bref, la réhabilitation constituera la meilleure solution pour cette route afin que l'entreprise puisse exploiter ses produits vers la ville et aussi d'établir un libre échange.

Donc, nous pouvons dire alors que ce mémoire de fin d'études nous a permis d'approfondir les études pratiques et théoriques tout au long de notre étude à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Kraus K., Wadhausel , 1998, Manuel de Photogrammétrie – Principes et Procédés fondamentaux – Volume I, Traduction de P. Grussenmeyer et O. Reis , Hernès
- [2] cours de Topométrie et Méthode de levé-Altimétrie
Auteur : Gérard DURBEC
Edition : Eyrolles 1991
- [3] Titre : cours de Topométrie générale
Auteur : LEAUTHAUD J .
Edition : Marne la vallée, 2003
- [4] Titre : Projet d'étude topographique dans le cadre de la réhabilitation de la rn35, entre mahabo et morondava
Auteur : ANDRIAMIHAJA Mickael Christiani
Mémoire de fin d'études
Edition : promotion 2014
- [5] EPFL-LAVOC ; Route ; géométrie du tracé
- [6] Tracé d'une route profil et cubature
- [7] guide technique, assainissement routier, Ocare 2006
- [8] Titre : projet de voirie reliant Ankorondrano, a la cité des 67 ha, contribution à l'étude du tracé petit boulevard
Mémoire de fin d'études
Edition : promotion 1998
- [9] Titre : Processus topographique pour n projet routier par l'utilisation d'un système LIDAR (Cas de la RN12A entre TAOLAGNARO et MANAMBATO (PK 0+000 -PK 75+000))
Auteur : RAKOTONIRINA FY Tsilavina Miatosoa
Mémoire de fin d'études
Promotion : 2015
- [10] Monographie de la Région Vakinankaratra

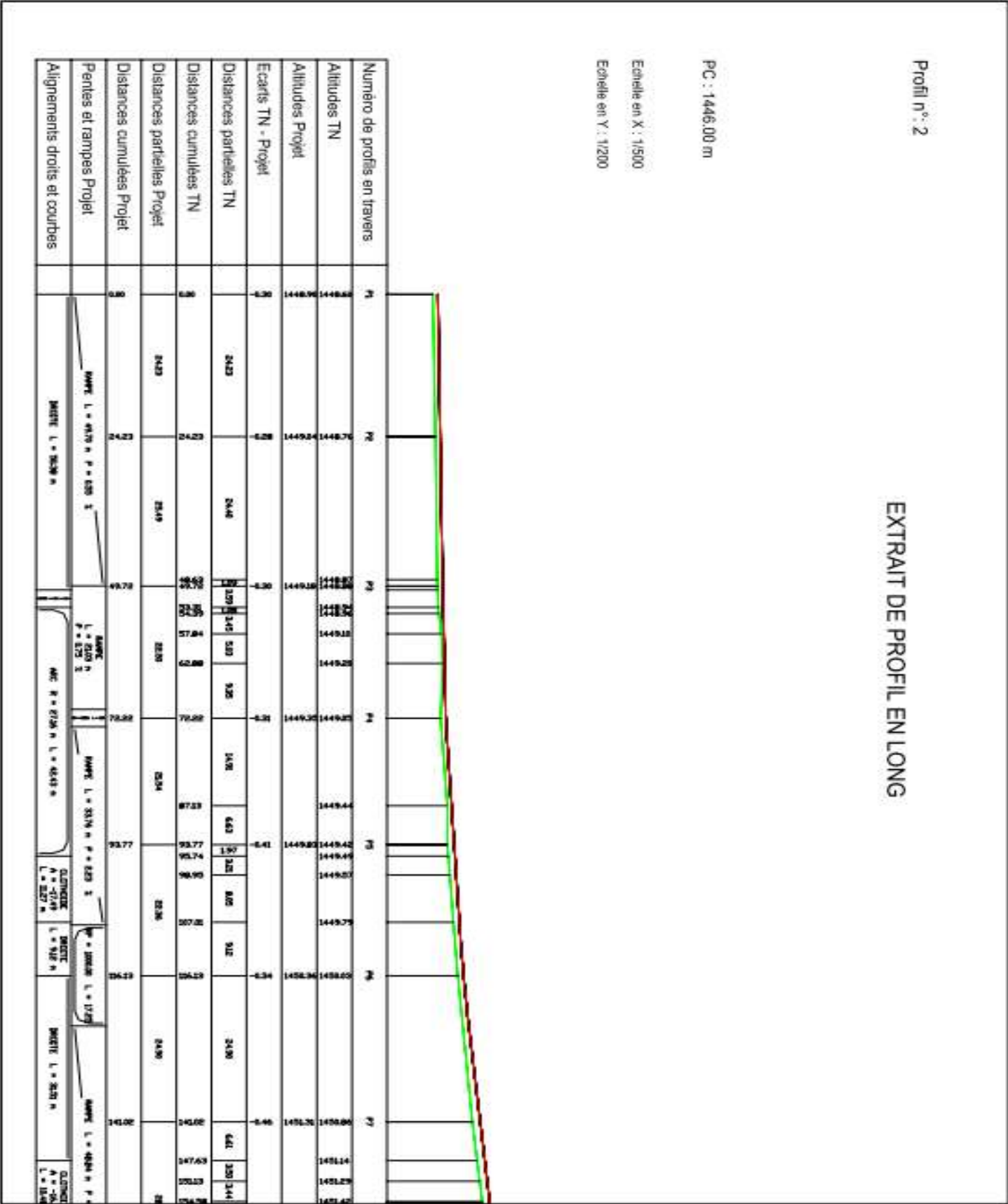
ANNEXES

ANNEXE 1 : Table de Projection Laborde

TABLE DIRECTE Donnant distance sur l'ellipsoïde				TABLE DIRECTE Donnant distance sur la projection			
η_2	$\frac{1}{K} = \frac{D_{ellipsoïde}}{D_{projection}}$	Δ_1	Δ_2	$K = \frac{D_{projection}}{D_{ellipsoïde}}$	Δ_1	Δ_2	η_2
		-	-		+	+	
0	1,0005 0025			0,9995 0000			0
		124			124		
10	4 9901		247	5 0124		247	10
		371			371		
20	4 9530		248	5 0495		247	20
		619			618		
30	4 8911		247	5 1113		247	30
		866			865		
40	4 8045		247	5 1978		247	40
		1113			1112		
50	1,0004 6932		248	0,9995 3090		248	50
		1361			1360		
60	4 5571		248	5 4450		247	60
		1609			1607		
70	4 3962		247	5 6057		248	70
		1856			1855		
80	4 2106		247	5 7912		246	80
		2103			2101		
90	4 0003		248	6 0013		248	90
		2351			2349		
100	1,0003 7652		247	0,9996 2362		247	100
		2598			2596		
110	3 5054		247	6 4958		247	110
		2845			2843		
120	3 2209		247	6 7801		247	120
		3092			3090		
130	2 9117		247	7 0891		248	130
		3339			3338		
140	2 5778		248	7 4229		247	140
		3587			3585		
150	1,0002 2191		247	0,9997 7814		247	150
		3834			3832		
160	1 8357		247	8 1646		247	160
		4081			4079		

TABLE DIRECTE Donnant distance sur l'ellipsoïde				TABLE DIRECTE Donnant distance sur la projection			
η_2	$\frac{1}{K} = \frac{D_{ellipsoïde}}{D_{projection}}$	Δ_1	Δ_2	$K = \frac{D_{projection}}{D_{ellipsoïde}}$	Δ_1	Δ_2	η_2
		-	-		+	+	
160	1,0001 8357			0,9998 1646			160
		4081			4079		
170	1 4276		246	8 5725		248	170
		4327			4327		
180	0 9949		246	9 0052		247	180
		4575			4574		
190	0 5437		248	9 46262		247	190
		4821			4821		
200	1,000 0553		246	0,9999 9447		247	200
		5068			5068		
210	0,9999 5485		247	1,0000 4515		248	210
		5351			5316		
220	9 0170		247	0 9831		247	220
		5561			5563		
230	8 4609		246	1 5394		247	230
		5808			5810		
240	7 8801		247	2 1204		247	240
		6055			6057		
250	0,997 2746		245	1,0002 7261		247	250
		6300			6304		
260	6 6446		247	3 3565		248	260
		6547			6552		
270	5 9899		246	4 0117		248	270
		6793			6800		
280	5 3106		247	4 6917		246	280
		7040			7046		
290	4 6066		245	5 3963		247	290
		7385			7293		
300	0,9993 8781		246	1,0006 1256		248	300
		7531			7541		
310	3 1250		246	6 8797		247	310
		7777			7788		

ANNEXE 2 :Profil en long



d

ANDRIAMAROMANANA HolisoaTahiana


Profil n°: P2

Abscisse : 24.062 m

Echelle des longueurs : 1/200

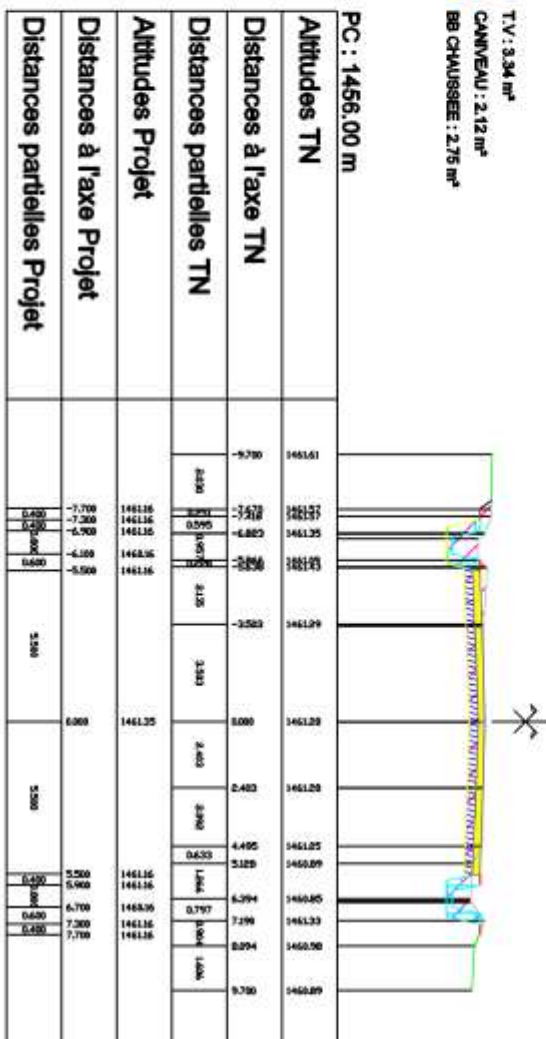
Echelle des altitudes : 1/200

Profil en long n° : 1

 Déblai : 10.02 m²

T.V : 3.34 m³

CANIVEAU : 2.12 m³

BB CHAUSSEE: 2.75 m²

ANNEXE 4 : Tracé en plan

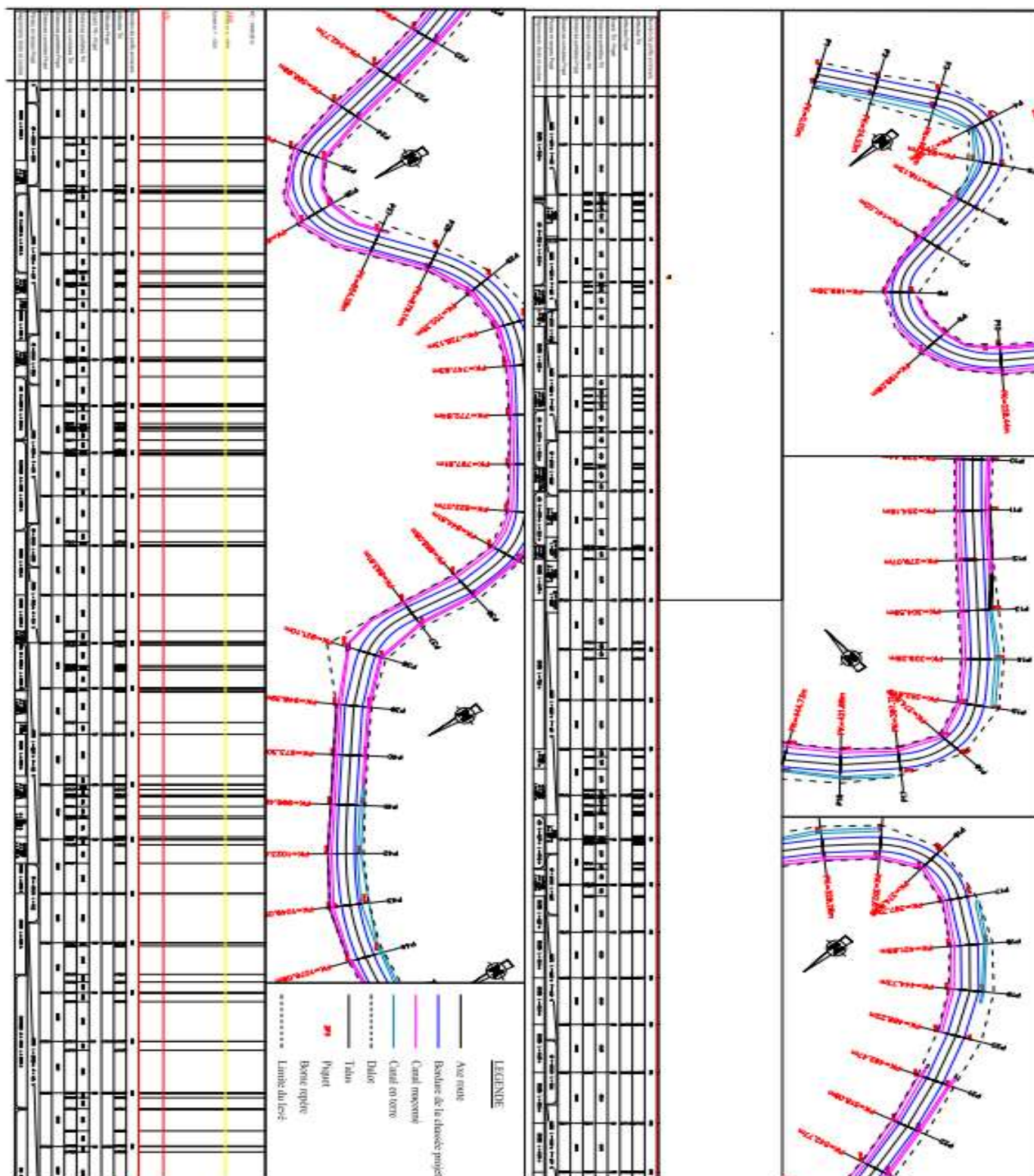


TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES	vi
LISTES DES CARTES	vii
LISTE DES TABLEAUX	viii
LISTE DES ABREVIATIONS	x
INTRODUCTION	1
Chapitre I: DESCRIPTION GENERALE DU PROJET	3
I. Localisation du projet	3
II. Objectifs du projet	6
III. Les avantages du projet	6
IV. Terminologie routière	7
1) Assiette :	7
2) Emprise :	7
3) Chaussée :	7
4) Plateforme :	7
5) Accotements :	7
Chapitre II: ETUDE MONOGRAPHIQUE	9
I. Étude monographique de la zone d'influence directe	9
1) Historique	9
2) Délimitation de la zone	9
3) Situation géographique et climatologique	9
4) Situation démographique	10
5) Les données économiques	10
a. Productions agricoles	10
b. Elevage et pêche	11
6) Infrastructures éducatives	12
7) Infrastructures sanitaires	12
II. Étude monographique de la zone d'influence indirecte	13
1) Historique	13
2) Monographie de la région du Vakinankaratra	13
a. Présentation de la région	13
b. Répartition de la superficie par District	13
c. Localisation géographique de la région	14

TABLE DES MATIERES

III.	Etude démographique de la zone d'influence.....	18
IV.	Etude économique de la région de vakinankaratra	18
1)	Secteur agricole.....	19
a.	Cultures vivrières	19
b.	Le riz	19
c.	Le maïs	19
d.	L'haricot	20
e.	La pomme de terre.....	20
f.	La culture de rente.....	21
g.	Les cultures industrielles	21
❖	Plantes stimulantes :	21
❖	Plantes oléagineuses	22
h.	Légumes et fruits	22
❖	Légumes.....	22
❖	Fruits.....	22
2)	Secteur élevage	24
Chapitre III:	ETABLISSEMENT DE LA BANDE D'ETUDE.....	26
I.	Délimitation de la bande d'étude	26
II.	Méthodologie de réalisation	26
1)	Les méthodes indirectes	26
a.	Les levés photogrammetriques.....	26
❖	Le levé :.....	27
❖	La mesure photogrammétrique	29
❖	Les grands principes de la photogrammetrie.....	30
❖	Avantages de l'utilisation de la photogrammétrie.....	31
❖	Problèmes liés a l'usage	31
❖	Précision photogrammetrique	31
b.	Les levés par LIDAR.....	31
❖	Définition	31
❖	Généralité	31
❖	Principe du levé par LIDAR	32
❖	Présentation technique	32
❖	Principe de levé	33

TABLE DES MATIERES

❖ Les données issues d'un levé LIDAR	34
❖ Le relevé routier par système LIDAR	35
❖ But de relevé	35
❖ Les données produites	35
❖ Les avantages du système LIDAR.....	35
c. Les points critiques.....	36
2) Les méthodes directes	37
Chapitre IV: LES DIFFERENTES PHASES D'ETUDE D'AMENAGEMENT ROUTIER 37	
1) Principe de cheminement polygonal	39
2) Le pré reconnaissance	39
3) La reconnaissance proprement dite.....	39
4) Mesure des angles	40
a. Appareils utilisés	40
b. Principe :	41
5) Mesure des distances.....	42
6) Les levés de détails :	43
a. Caractéristiques :	43
b. Précision	44
c. Méthode de levés et équipement	44
7) Le levé de profils	47
a. L'altimétrie.....	47
b. Principe de double station a un cheminement parallèle:	48
c. Appareil utilisé	48
d. Observations.....	49
Chapitre V: TRAVAUX DE BUREAU..... 50	
1) Calcul des angles au sommet de la polygonale.....	51
a. Angle horizontal	51
b. Angle vertical	51
2) Calcul de gisement	51
c. Calcul de gisement de départ.....	51
d. Transmission de gisement	52
3) Calcul de distance horizontale	52
4) Réduction des distances	52

TABLE DES MATIERES

a.	Réduction a l'horizontale	52
b.	Réduction au niveau zéro ou au niveau zero de l'ellipsoïde	53
c.	Correction de réduction à la corde	53
d.	Correction de l'altération linéaire liée a la projection Laborde.....	54
5)	Application de calcul de corrections.....	55
a.	Coordonnées du point de départ et le point d'arrivée	55
b.	Pour l'angle	57
c.	Pour la planimétrie	58
Chapitre VI: LE PLAN D'EXECUTION		64
I.	LE TRACE EN PLAN	64
1)	Les axes en plan	64
2)	Les alignements droits	64
3)	Les raccordements circulaires.....	64
4)	Le rayon de courbure	65
5)	Clothoïde.....	66
6)	Le profil en long.....	67
7)	La déclivité.....	67
8)	Les courbes	67
9)	Calcul de cubature.....	68
II.	Le tracé du profil en travers	73
1)	La largeur de la chaussée	73
2)	La surlargeur	74
3)	Le devers	74
4)	Les accotements	74
5)	Les pentes transversales dans les alignements droits.....	74
6)	Le profil en travers type de la chaussée finie	74
III.	Les études des ouvrages d'assainissement	75
1)	Diagnostic sommaire des ouvrages.....	75
2)	Identification des nouveaux ouvrages d'assainissement	75
IV.	La distance d'arrêt d_a	76
V.	La distance de visibilité d_v	76
1)	Le tracé en plan	77

TABLE DES MATIERES

2) Profil en long.....	77
Chapitre VII: LES TRAVAUX D'IMPLANTATION.....	78
1) Implantation de l'axe de la route	78
2) Implantation de la courbe.....	79
3) Implantation de clothoïde.....	82
4) Implantation des profils en long.....	86
5) Implantation des profils en travers.....	88
6) Profil en déblais :	89
7) Profil en remblai :	89
8) L'implantation des entrées en Terre.....	90
9) Les travaux d'implantation sur les ouvrages d'assainissement	92
Chapitre VIII: CONTROLE (PLAN DE RECOLLEMENT)	93
I. Contrôle du plate forme.....	93
1) Méthode	93
2) Tolérance.....	93
II. Contrôle des ouvrages	93
III. Contrôle chaussée fini	94
1) Contrôles des couches.....	94
2) Contrôle de profil en long.....	94
Chapitre IX: LES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIO- ECONOMIQUES....	96
I. Introduction	96
II. Généralité	97
1) Définition	97
2) Décret MECIE	97
III. Généralités sur l'EIE	97
1) Définition	97
2) Objectif de l'EIE	97
3) Contenus de l'EIE	98
a. Les impacts négatifs significatifs pendant les travaux	98
4) La mesure d'atténuation.....	99
Chapitre X: ETUDE FINANCIERE	104
I. Evaluation du coût des travaux topographiques.....	104

TABLE DES MATIERES

1) Travaux de terrain	104
2) Matériaux et fournitures.....	105
3) Travaux de bureau.....	105
II. Coût de la route finie	106
CONCLUSION	108
BIBLIOGRAPHIE	A
ANNEXE 1 : Table de Projection Laborde.....	a
ANNEXE 2 : Profil en long	c
ANNEXE 3 : Profil en travers.....	d
ANNEXE 4 : Tracé en plan.....	e

TABLE DES MATIERES

Nom: ANDRIAMAROMANANA

Prénoms : HolisoaTahiana

E- Mail: holisoa.andriamaromanana@gmail.com

Tél: 032 91 000 26



Titre du mémoire : « CONTRIBUTION DU GEOMETRE TOPOGRAPHE DANS LE CADRE DU PROJET DE REHABILITATION DE LA ROUTE ENTRE VINANINKARENA ET IBITY»

Nombre de pages : 108

Nombre de tableaux : 45

Nombre de figures : 22

Nombre de cartes : 02

Résumé :

La réalisation de ce Projet apportera sans doute un effet bénéfique pour l'entreprise HOLCIM et la région Vakinankaratra. Nous trouvons dans cet ouvrage les Techniques de Réhabilitation de la Route et la mise en place des ouvrages d'assainissement. Toutes ces mesures ont été prises dans le seul but de garantir le confort et la sécurité des usagers de cette Route. Ce sont ces solutions qui ont permis d'estimer le Coût et la Rentabilité du Projet. Après calcul, nous pouvons affirmer que le Projet est rentable.

Mots clés: Levé topographique, route, station total, Implantation, GPS, APS, APD, Clothoïde

Abstract:

The realization of this project will no doubt bring a beneficial effect for the company HOLCIM and Vakinankaratra. We find in this book road rehabilitation techniques and the development of sanitation facilities. All these measures were taken solely to ensure the comfort and safety of users of this road. It is these solutions that were used to estimate the cost and profitability of project. After calculation, we can say that the project is profitable.

Keywords: Topographic Survey, Road, Total Station, Establishment, GPS, APS, APD, clothoid

Directeur de mémoire : Docteur **RABETSIAHINY** Maître de conférences ; Responsable de la Mention Information Géographique et Aménagement du territoire.