

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
TABLE DES MATIERES.....	ii
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES FIGURES	xvii
LISTE DES ABREVIATIONS	xviii
NOTATIONS.....	xix
Géotechniques	xix
Hydrologie.....	xix
Béton Armé	xix
INTRODUCTION	1
Partie I : ETUDE PRELIMINAIRES.....	2
Chapitre I : GÉNÉRALITE SUR LE PROJET	2
I.1 PRÉSENTATION DU PROJET	2
I.2 LOCALISATION DU PROJET	2
I.3 CONTEXTE DU PROJET	4
I.4 OBJECTIFS DU PROJET	4
Chapitre II : ETUDE MONOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE	5
II.1 PRESENTATION DE LA ZONE D'INFLUENCE.	5
II.1.1 ZONE D'INFLUENCE DIRECTE	5
II.1.2 ZONE D'INFLUENCE INDIRECTE	5
II.2 MILIEU PHYSIQUE	5
II.2.1 Localisation géographique de la Région du Menabe [16].....	5
II.2.2 Subdivisions administratives [16]	6
II.2.3 Relief de la Région [16].....	7
II.2.4 Hydrologie de la Région [16]	7
a) Les fleuves et les rivières.	7
b) Les lacs	8
II.2.5 Pédologie de la Région [16]	8
II.2.6 Géologie de la Région [16].....	8
II.2.7 Formation végétales [16]	9
II.2.8 Climatologie [16].....	9
a) Pluviométrie et Temperature	9
b) Vent	9
c) Cyclone.....	9

II.3 MILIEU HUMAIN ET SOCIAL	10
II.3.1 Démographie [16].....	10
II.3.1.1 Effectif de la population.....	10
II.3.1.2 Structure de la population	10
II.3.1.3 Projection de la population	11
II.3.1.4 Population rurale et urbaine	11
II.3.2 Services sociaux	12
II.3.2.1 Santé.....	12
II.3.2.2 Enseignement et Education.....	12
II.3.3 Les activités économiques	13
II.3.3.1 Agricultures.....	13
a) Culture vivrière.....	13
b) Culture Industrielle	14
c) Production.....	14
II.3.3.2 Elevage.....	15
II.3.4 Sites touristiques.....	15
II.4 JUSTIFICATION DU PROJET.....	15
CONCLUSION PARTIELLE	17
Partie II : ETUDE TECHNIQUE.....	2
Chapitre III : DIAGNOSTIC DE LA CHAUSSÉE.....	18
III.1 AUSCULTATION DE LA ROUTE :.....	18
III.2 DÉGRADATION DE LA CHAUSSÉE	18
III.2.1 Ornières	18
III.2.2 Ensablement de la chaussée	19
III.2.3 Bourbier.....	20
III.2.4 Stagnation d’eaux.....	20
III.2.5 Profil en W	21
III.3 DÉGRADATION DES OUVRAGES DE D’ASSAINISSEMENT.....	23
III.3.1 Obstruction des Ouvrages de drainage.....	23
III.3.2 Obstruction des fossés latéraux	24
III.4 PARAMETRES FONDAMENTAUX DU TRACÉ DE LA ROUTE	25
III.4.1 Vitesse de base	25
III.4.2 Vitesse de référence	25
III.5 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE LA NOUVELLE CHAUSSÉE.....	26
III.5.1 Tracé en plan	26

III.5.1.1 Les alignements droits	26
III.5.1.2 Les rayons de courbure	26
III.5.1.3 Les arcs de raccordement	27
III.5.1.4 Les surlargeurs	27
III.4.2 Profil en long	28
III.4.3 Profil en travers	28
a) Largeur de la chaussée	29
b) Dévers	29
c) Accotements :	30
III.4.3 Les signalisations routières	31
III.4.3.1 Les panneaux de signalisation	31
III.4.3.2 Les balises de sécurité	31
Chapitre IV : ETUDE DE TRAFIC	32
IV.1 TRAFIC PASSÉ	32
IV.3 TAUX DE CROISSANCE DU TRAFIC	33
IV.2 TRAFIC ACTUEL	33
IV.4 TRAFIC FUTUR	33
IV.4.1 Projection de trafic normal	33
IV.2.2 Trafic Induit	34
IV.4.3 Trafic détourné	34
IV.4.4 Trafic total	35
IV.5 REPARTITION DU TRAFIC	35
Chapitre V : ETUDE DES MATÉRIAUX	37
V.1 CRITERES GÉOTECHNIQUE	37
V. 1.1 Essais sur les granulats :	37
V.1.1.1 Granulométrie par tamisage : NF P 94-056	37
V.1.1.2. Limites d'Atterberg : NF P 94-051	37
V.1.1.3. Essais Proctor modifiés : NF P 94-093	38
V.1.1.4. Essais de portance CBR : NF P 94-078	38
V.1.1.5. Essais de dureté Los Angeles : NF P 18-573	38
V.1.1.6. Essais d'usure Micro Deval humide : NF P 18-572	38
V.1.1.7. Coefficient d'aplatissement : NF P 18-561	39
V.1.2. Essais sur les liants hydrocarbonés	39
V.1.2.1. Pénétrabilité à l'aiguille : EN 1426	39
V.1.2.2. Point de ramollissement Bille et Anneau : EN 1427	39

V.1.2.3. Densité relative : NF T 66-007	39
V.1.2.4. Résistance au durcissement RTFOT (Rolling Thin Film Over Test) : EN 12607-1	40
V.1.2.5. Point éclair : EN 22592.....	40
V.1.2.6. Teneur en eau : NF T 66-023.....	40
V.1.2.7. Indice de rupture : NF T 66-017	40
V.1.2.8. Le pseudo viscosité : NF T 66-016.....	40
V.2 SPÉCIFICATIONS TECHNIQUES DES MATÉRIAUX	40
V.1.1 Remblai	40
V.1.2 Couche de fondation.....	41
V.1.3 Couche de base	41
V.1.4 Imprégnation cloutée	42
V.1.5 Couche de roulement.....	43
V.1.5.1 Les granulats.....	43
V.1.5.2 Le bitume pur.....	44
V.3 PROVENANCE DES MATERIAUX	44
V.3.1 Gisement meuble	44
V.3.2 Gisement rocheux.....	45
V.4 RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE DU TRACÉ.....	46
V.4.1 Sondage sous chaussée	46
V.4.2 Découpage du tronçon en zone homogènes	46
V.4.3 Solution d'aménagement des zones homogènes	47
Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSÉE	48
VI.1 METHODOLOGIE	48
VI.2 DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE PAR LA METHODE LCPC	48
VI.2.1 Principe de la méthode LCPC.....	48
VI.2.2 Classe de trafic	48
VI.2.3 Trafic cumulé et nombre d'essieux standards équivalents.....	49
VI.2.4 La plateforme ou sol support	50
VI.2.5 Détermination de l'épaisseur de chaque couche	51
VI.2.5.1 La couche de roulement	51
VI.2.5.2 La couche de base.....	52
VI.2.5.3 La couche de fondation	52
VI.2.5.4 La couche de forme	53
VI.2.6 Résultat du dimensionnement par la méthode LCPC	53

VI.2.7 Vérification des déformations	53
VI.2.7.1 Exemple de calcul pour la zone homogène I.....	54
VI.2.7.2 Déformations admissibles (exemple de calcul pour la zone homogène 1)	54
a) Déformation radiale admissible ϵ_t, adm	54
b) Déformation verticale admissible ϵ_z, adm	55
VI.2.7.3 Les déformation d'exploitation.	56
a) Modélisation	56
b) Transformation du modèle quadricouche en modèle tricouche.....	56
c) Transformation du modèle tri couche en modèle bicouche.....	57
d) Conclusion.....	58
VI.2.7.4 Résultat de la vérification de déformations pour chaque zone homogène.	58
VI.3 DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSÉE PAR LA MÉTHODE LNTPB.....	59
VI.3.1 Epaisseur équivalente.....	59
VI.3.2 Pourcentage des poids lourds	59
VI.3.3 Epaisseur équivalente eeq	60
VI.3.4 Calcul des épaisseurs réelles de chaque couche.....	60
VI.3.5 Choix des matériaux.....	60
VI.3.6 Coefficient d'équivalence des matériaux	61
VI.3.7 Epaisseurs minimales cas de la zone homogène 1	63
VI.3.8 Epaisseurs réelles obtenues par la méthode LNTPB	63
VI.3.9 Vérification des contraintes	64
VI.3.9.1 Méthodologie.....	64
VI.3.9.2 Détermination des contraintes radiales et verticales	65
VI.3.9.3 Détermination des contraintes admissibles	67
a) Contrainte admissible de traction σ_r, adm	67
b) Contrainte verticale admissible σ_z, adm	67
VI.3.9.4 Exemple de calcul pour la zone homogène I	68
VI.9.3.5 Présentation des résultats	68
VI.4 CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE	69
VI.4.1 Le coût des Travaux.....	70
VI.4.2 Technologie de mise en œuvre.....	70
VI.4.3 La pérennité de la construction.	70
VI.4.4 Le confort et la sécurité des usagers.	71
VI.4.5 Résultats du choix multicritère.	71
VI.4.6 La variante retenu.....	71

Chapitre VII : ETUDES HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE.	72
VII.1 ETUDE HYDROLOGIQUE.....	72
VII.1.1 Caractéristiques générales de la zone d'étude.	72
VII.1.1.1 Sols.....	72
VII.1.1.2 Climat.....	72
VII.1.2 Pluviométrie de la zone d'implantation du Projet	73
VII.1.2.1 Application de la loi de Gumbel sur l'échantillon. [6]	74
VII.1.2.2 Calcul des hauteurs de pluie maximales journalières pour diverses périodes de retour.....	75
VII.1.2.3 Test de validité d'ajustement.	75
VII.1.2.4 Intervalle de confiance	78
VII.1.2.5 Pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour.	78
VII.1.3 Détermination des débits de crues de bassin versant.....	79
VII.1.3.1 Caractéristiques des bassins versants.....	79
VII.1.3.2 Méthode de détermination des débits de crue.....	80
a) Calcul des débit de crue par la méthode rationnelle ($S < 4\text{km}^2$).....	80
b) Calcul des débits de crue par la méthode de Louis Duret pour les BV de superficie entre 4 et 200 km ²	81
c) Récapitulation des résultats	82
VII.1.4 Calcul des débits de drainage longitudinal.	83
VII.1.4.1 Méthodologie.....	83
VII.1.4.2 Exemple de calcul.....	85
VII.1.4.3 Récapitulation des résultats.	86
VII.2 ETUDE HYDRAULIQUE.....	87
VII.2.1 Etude des fossés latéraux.....	87
VII.2.1.1 Méthodologie et principe de dimensionnement. [1]	87
VII.2.1.2 Les différents paramètres des fossés [1]	88
a) Rayon hydraulique.....	88
b) Le coefficient de rugosité des surfaces d'écoulement.....	89
c) Pente longitudinale du fossé.....	89
VII.2.1.3 Conditions.....	90
a) Sur les dimensions du fossé :.....	90
b) Sur la vitesse d'écoulement.....	90
c) Sur le débit.....	90
VII.2.1.4 Nombre et emplacement des ouvrages de décharge.	91
VII.2.1.5 Application de dimensionnement des fossés.	91

VII.2.1.6 Récapitulation des résultats.....	95
VII .2.2 Etude des ouvrages de décharges. [1].....	96
VII.2.2.1 Hypothèses.....	97
VII.2.2.2 Méthode de calcul.....	97
a) Calcul de la pente critique.....	97
b) Calcul de la vitesse d'écoulement.....	98
c) Vérifications.....	98
d) Calcul de la hauteur du Dalot.....	99
e) Exemple de Calcul.....	99
Chapitre VIII : DIMENSIONNEMENT MECANIQUE DU DALOT	102
VIII.1 PREDIMENSIONNEMENT.....	102
VIII.2 EVALUATION DES CHARGES APPLIQUES SUR LE DALOT.....	103
VIII.2.1 Hypothèses de calculs.....	103
VIII.2.2 Charges permanentes.....	103
VIII.2.2.1 Charges appliqués sur le Tablier.....	103
VIII.2.2.2 Poussées de terre sur les piédroits extrêmes.....	104
VIII.2.2.3 Réaction du sol sur le radier.....	105
VIII.2.3 Surcharge d'exploitation.....	105
VIII.2.3.1 Le coefficient de majoration Dynamique (CMD).....	105
a) Système Bc	105
b) Système Bt	107
VIII.2.3.2 Diffusion des charges.....	107
VIII.2.3.3 Calcul des surcharges.....	109
a) Calcul des surcharges en système Bc.....	109
b) Calcul des surcharges en système Bt	109
VIII.2.4 Récapitulation du cas de charge du dalot.....	110
VIII.3 CALCULS DES SOLLICITATIONS.....	110
VIII.3.1 Méthodologie.....	110
VIII.3.2 Principe de la méthode. [10].....	110
VIII.3.3 Hypothèses.....	111
VIII.3.4 Raideur.....	111
VIII.3.5 Coefficient de répartition C.....	112
VIII.3.6 Calcul des moments fléchissants.....	112
VIII.3.6.1 Les Charges permanentes.....	112
a) Charge permanente g1 , au dessus de l'ouvrage.....	112

b) Charge permanente g_2 : réaction du sol due au poids propre.....	113
c) La poussée des Terres p	114
VIII.3.6.2 Les surcharges d'exploitation.	115
a) Surcharge d'exploitation q	115
b) Surcharge d'exploitation due au passage du camion.....	116
VIII.3.6.3 Récapitulation.	117
VIII.3.6.4 Calcul du moment fléchissant en travée.	118
VIII.3.6.5 Moment fléchissant à mi- travée.....	118
a) Charge permanente.....	118
b) Charge d'exploitation.....	118
VIII.3.7 Calcul des efforts tranchants.	120
VIII.7.1 Exemple de calcul pour la barre AB.....	120
a) Charge permanente.....	120
b) Charge d'exploitation.	120
c) Combinaison d'action.....	120
VIII.7.2 Récapitulation du calcul des efforts tranchants.	121
VIII.4 CALCUL DES ARMATURES.	121
VIII.4.1 Sollicitations.....	121
VIII.4.2 Hypothèse de calculs. [9]	122
VIII.4.3 Détermination des armatures de la dalle du tablier et du radier.....	123
VIII.4.3.1 Armatures aux appuis. [9].....	123
a) Détermination du moment résistant du béton :.....	123
b) Calcul de la section d'armature longitudinale.	123
c) Calcul de la section d'armature minimale.	124
d) Résultats des armatures aux appuis.	124
VIII.4.3.2 Armature en travée. [9].....	124
a) Détermination du moment résistant du béton :.....	124
b) Calcul de A_{ser}	125
c) Calcul de A_{min}	125
d) Résultats des armatures en travée.....	125
e) Résistance au cisaillement.	125
VIII.4.3.3 Armature des piédroits.....	126
a) Cas des piédroits extrêmes.	126
b) Cas du piédroit central.	128
CONCLUSION PARTIELLE	130

Partie III : ETUDE FINANCIERE ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX.....	18
Chapitre IX : ESTIMATION DU COUT.....	131
IX.1 DEVIS DESCRIPTIFS.....	131
IX.2 DEVIS QUANTITATIF.....	138
IX.3 DEVIS ESTIMATIF.....	140
IX.3.1 Sous détails des prix.....	140
IX.3.1.1 Coefficient de déboursé K.....	140
IX.3.1.2 Exemple de Sous Détails de Prix.....	141
IX.3.2 Devis quantitatif et estimatif.....	144
Chapitre X : COUTS D'ENTRETIEN DE LA CHAUSSÉE.....	146
X.1 L'ENTRETIEN COURANT.....	146
X.2 L'ENTRETIEN PERIODIQUE.....	146
Chapitre XI : ETUDE DE RENTABILITE.....	148
XI.1 EFFET DE L'AMÉNAGEMENT SUR LE COUT D'EXPLOITATION DES VEHICULES.....	148
XI.1.1 Hypothèses sur les coûts fixes.....	148
XI.1.1.1 Les assurances.....	148
XI.1.1.2 Les taxes professionnelles et vignettes.....	149
XI.1.1.3 Rémunération du personnel conducteur.....	149
XI.1.1.4 La main d'œuvre de réparations.....	149
XI.2 Hypothèses sur les couts proportionnels.....	149
XI.2.1 Hypothèses sur les quantités et les proportions.....	149
XI.2.2 Hypothèses sur les prix unitaires.....	150
XI.3 Coût d'exploitation d'un véhicule selon l'état de la route.....	150
XI.2.1 Les avantages nets du projet.....	152
XI.2.1.1 Les avantages liés au transport.....	152
XI.2.1.2 Exemple de calcul des avantages nets.....	153
XI.2.1.3 Résultats de calculs des avantages nets.....	154
XI.2.2 Les critères de rentabilité.....	154
XI.2.2.1 La valeur actuelle nette(VAN).....	155
XI.2.2.2 Le taux de rentabilité interne (TRI).....	156
XI.2.2.3 Le délai de récupération du capital investi (DRCI).....	156
XI.2.2.4 Règle de décision.....	157
Chapitre XII : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAUX.....	158
XII.1 DESCRIPTION DU MILIEU RECEPTEUR.....	158

XII.1.1 Milieu naturel.....	158
a) Le sol	158
b) L'eau	158
c) L'air	159
d) La flore et la faune.....	159
XII.1.2 Milieu Humain.....	159
XII.2 IDENTIFICATION DES IMPACTS.	159
XII.2.1 Impacts positifs.....	159
XII.2.1.1 Phase de préparation et de réalisation.	159
a) Création d'emploi direct.....	159
b) Création d'emploi indirect.....	159
XII.2.1.2 Phase d'exploitation.....	159
a) Désenclavement de la zone d'influence du projet.....	159
b) Développement économique.....	160
c) Développement culturel et technologique.....	160
XII.2.2 Impacts négatifs	160
XII.2.2.1 Phase de préparation et de réalisation.	160
a) Perturbation du milieu biologique.....	160
b) Pollution de l'eau.....	160
c) Pollution de l'air.....	160
d) Perturbation sonore.....	160
e) Perturbation de la flore et la faune.....	160
f) Epuisement des ressources.....	161
g) Impact sur la santé.....	161
XII.2.2.2 Phase d'exploitation.....	161
a) Pollution de l'air.....	161
b) Susceptibilité du terrain à l'érosion.....	161
c) Risques d'accident.....	161
d) Perturbation sonore.....	161
XI.3 EVALUATION DES IMPACTS.	161
XI.3.1 Méthodologie.....	161
XII.3.2 Résultat de l'analyse des impacts.....	162
XI.4 MESURES A PRENDRE VIS-A-VIS DES IMPACTS.	163
XI.4.1 Mesures d'évitement, d'atténuation ou compensation.....	163
XI.4.2 Mesures d'optimisation.....	163

CONCLUSION PARTIELLE	165
CONCLUSION GÉNÉRALE	166
BIBLIOGRAPHIE.....	167
ANNEXES.....	I



LISTE DES TABLEAUX.

Tableau 1: Répartition de la population de la zone d'influence.	10
Tableau 2 : Classification par âge de la population.	10
Tableau 3 : Classification par âge de la population.	11
Tableau 4: Taux d'accroissement par District.....	11
Tableau 5: Taux d'accroissement par District.....	11
Tableau 6: Taux d'urbanisation par District.	11
Tableau 7: Répartition des infrastructures sanitaires de la zone d'influence.....	12
Tableau 8: Répartition des Etablissement par Districts.	13
Tableau 9: Superficie cultivable.....	13
Tableau 10: Répartition des superficies cultivables en (Ha).....	14
Tableau 11 : Synthétique de la production agricole de la Région Menabe.....	14
Tableau 12 : Synthétique de la production agricole de la Région Menabe.....	15
Tableau 13 : Situation statistique de l'élevage de la région du Menabe.	15
Tableau 14 : Récapitulation des dégradations de la chaussée.	22
Tableau 15 : Récapitulation des dégradations de la chaussée.	23
Tableau 16 : Ouvrages de drainages existant - Etats – Solutions.....	24
Tableau 17 : Détermination de la vitesse de base.	25
Tableau 18 : Villages traversés par le Projet.....	26
Tableau 19: Rayon de courbure minimal.	26
Tableau 20 : Caractéristique du profil en long.....	28
Tableau 21 : Valeurs du devers en fonction du rayon de courbure.....	29
Tableau 22 : Catégories de véhicules.	32
Tableau 23 : Comptage 2006.	32
Tableau 24 : Comptage 2012.	33
Tableau 25 : Résultats de projection de trafic	34
Tableau 26 : Trafic induit.....	34
Tableau 27 : Trafic détourné.	35
Tableau 28 : Trafic total.	35
Tableau 29 : Paramètre β par rapport à la durée de vie.....	36
Tableau 30 : Paramètre α par rapport au taux d'accroissement du trafic.....	36
Tableau 31 : Spécification des matériaux pour remblai.	41
Tableau 32 : spécifications des émulsions.	42
Tableau 33 : spécifications des émulsions.	43
Tableau 34 : Pénétrabilité à 25°C.....	44
Tableau 35 : Localisation des gisement meubles.	45
Tableau 36 : Caractéristique Géotechnique des gisements meubles.....	45
Tableau 37 : Localisation des gisements rocheux.....	46
Tableau 38 : Résultats des essais de laboratoire sur les échantillons de la plateforme.....	46
Tableau 39 : Découpage du tronçon en zone homogènes.	47
Tableau 40 : valeurs du coefficient K.	48
Tableau 41 : Classification du trafic.	49
Tableau 42 : Coefficient d'agressivité moyenne en fonction de la classe de trafic.	50
Tableau 43 : Classification de la plateforme suivant le module du sol.....	50
Tableau 44 : classe de portance selon le CBR.	51

Tableau 45: Subdivision du tracé en zones homogènes.	51
Tableau 46 : Nature et épaisseur de la couche de roulement.	51
Tableau 47 : Epaisseur minimale de la couche de base.	52
Tableau 48 : Dimension et CA du GCNT fonction du trafic.	52
Tableau 49: Epaisseur de la couche de fondation obtenue par l’abaque LCPC.....	53
Tableau 50 : dimensionnement par la méthode LCPC.....	53
Tableau 51 : Caractéristique des zones homogènes.	54
Tableau 52 : Récapitulation de la vérification de déformations.....	59
Tableau 53 : Valeurs de l’épaisseur équivalente pour chaque zone homogène.	60
Tableau 54 : Coefficients d’équivalence selon les matériaux.....	61
Tableau 55 : Coefficient d’équivalence de chaque couche.	63
Tableau 56 : Epaisseurs minimales des couches de roulement et de la couche de base.	63
Tableau 57 : Epaisseur réelle de chaque couche selon la méthode LNTPB.	64
Tableau 58 : Module d’élasticité.	67
Tableau 59 : Récapitulation des résultats pour la vérification des contraintes.	69
Tableau 60 : Récapitulation des différentes structures de chaussées obtenus par les deux méthodes.	69
Tableau 61: Cout pour la réalisation de chaque variante.	70
Tableau 62 : Note d’appréciation des critères de choix de la variante.....	71
Tableau 63 : Choix multicritères.	71
Tableau 64 : Vitesses moyennes et maximales des vents et leur direction.	73
Tableau 65 : Pluviométrie annuel moyenne de la Région Menabe (1937-1974).....	73
Tableau 66 : Résultats de calcul des hauteurs de pluies maximales- Loi de Gumbel.....	75
Tableau 67 : Réparation de l’échantillon en 5 Classes.....	77
Tableau 68 : Calcul du nombre théorique vi.	77
Tableau 69 : Calcul de χ^2	77
Tableau 70 : Détermination de l’intervalle de confiance.	78
Tableau 71 : Hauteurs de pluies maximales pour différentes fréquences.	79
Tableau 72 : Les coefficients de ruissellement.	79
Tableau 73 : Les caractéristiques des Bassins Versants.....	80
Tableau 74 : Caractéristiques du BV-57.	81
Tableau 75 : Résultats du calcul de débit de crues pour BV de $S < 4 \text{ km}^2$	81
Tableau 76 : Caractéristiques du BV-59.	82
Tableau 77: Résultats du calcul de débit de crues pour BV de $4 \text{ km}^2 < S < 200 \text{ km}^2$	82
Tableau 78 : Résultat de calculs des débits de crue.	83
Tableau 79 : Valeur des coefficients de ruissellement.	85
Tableau 80 : Caractéristiques Du tronçon N°1 du PK 379+569 au PK380+532.	85
Tableau 81 : Débits de drainage Longitudinal.	86
Tableau 82 : Débits de drainage Longitudinal.	87
Tableau 83 : Valeur du coefficient de rugosité k.	89
Tableau 84 : caractéristiques du débit Longitudinale n°4.	91
Tableau 85 : résultats des dimensionnements des fossés triangulaires en Terre.....	92
Tableau 86 : résultats des dimensionnements des fossés triangulaires en Terre.....	93
Tableau 87 : Dimensionnement de fossé rectangulaire en Terre.	93
Tableau 88 : Dimensionnement de fossé rectangulaire maçonné.	94
Tableau 89 : Dimensionnement de fossé trapézoïdale.	94
Tableau 90: liste des fossés triangulaires en Terre.....	95

Tableau 91 : liste des fossés rectangulaires en Terre.	96
Tableau 92 : liste des fossés rectangulaires maçonnés.....	96
Tableau 93 : liste des fossés trapézoïdaux maçonnés.	96
Tableau 94 : Les paramètres de construction des dalots pour BV Transversale.....	101
Tableau 95 : Les paramètres de construction des dalots pour BV Longitudinale.....	101
Tableau 96 : Calcul de l'épaisseur des parois.	102
Tableau 97 : Dimensions du rectangle d'impact.	108
Tableau 98 : Raideurs et moments d'inertie des barres.	111
Tableau 99 : Moments fléchissant dus à la charge permanente g1.	112
Tableau 100 : Moments fléchissant dû à la charge permanente g2.....	113
Tableau 101 : Moments fléchissant dus à la poussée des Terres p.	114
Tableau 102 : Moments fléchissants dus à la surcharge d'exploitation.	115
Tableau 103 : Moments fléchissants dus à la réaction du sol a q.....	116
Tableau 104 : Superposition des charges permanentes[Tm].....	117
Tableau 105 : Superposition des charges d'exploitation. [Tm].	117
Tableau 106 : Moments fléchissants aux états limites[Tm].....	117
Tableau 107: récapitulation des résultats des moments fléchissants à mi travée. (Tm/ml).	119
Tableau 108 : Moments à l'ELU et ELS à mi travée en [Tm].	119
Tableau 109 : Efforts tranchants dans les barres.....	121
Tableau 110 : Efforts tranchants aux états limites[T].	121
Tableau 111 : Moment fléchissant aux nœuds [MN.m](ELS).	121
Tableau 112 : Moment fléchissant à mi travée [MN.m](ELS).	122
Tableau 113: Résultats et choix des armatures dans les nœuds.	124
Tableau 114 : résultats et choix des armatures à mi-travée.....	125
Tableau 115 : Devis Quantitatif du Projet.....	139
Tableau 116 : Fourchette de valeur des coefficients ai.	141
Tableau 117 : pourcentage des différents frais.....	141
Tableau 118 : Sous-détails de prix pour béton Q350.	142
Tableau 119 : Sous-détails de prix pour aciers d'armature HA.....	143
Tableau 120 ; Détails quantitatif et estimatif du Projet.....	144
Tableau 121 ; Détails quantitatif et estimatif du Projet.....	145
Tableau 122 : Récapitulation du DQE.	145
Tableau 123 : Les constituants des coûts	148
Tableau 124: assurance par catégorie de véhicules.....	149
Tableau 125 : Taxes professionnelles par catégorie de véhicules.....	149
Tableau 126 : Rémunération du personnel par catégories de véhicules.	149
Tableau 127 : Les rémunérations de la main d'œuvre pour les réparations des véhicules	149
Tableau 128 : Les coûts proportionnels pour une route dégradée.....	150
Tableau 129 : Les coûts proportionnels pour une route bitumée.	150
Tableau 130 : les prix unitaires.	150
Tableau 131 : Coût d'exploitation en Ar d'un véhicule pour une route en terre dégradée.	150
Tableau 132 : Coût d'exploitation en Ar d'un véhicule pour une route en terre dégradée	151
Tableau 133 : Coût d'exploitation en Ariary d'un véhicule pour une route revêtue.....	151
Tableau 134 : Avantages par types de véhicules.....	152
Tableau 135 : Projection du trafic annuel.	153
Tableau 136 : Récapitulation des avantages nets.	154
Tableau 137 : calcul de la VAN	155

Tableau 138 : Calcul du TRI.....	156
Tableau 139 : Calcul du DRCI.....	156
Tableau 140: Méthodologie d'évaluation des impacts.....	162
Tableau 141: récapitulation de l'évaluation des impacts.....	162
Tableau 142 : Mesures d'évitement, d'atténuation ou de compensation.....	163
Tableau 143 : Mesure d'optimisation.....	164

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Présentation de la zone d'influence.....	3
Figure 2: Localisation du Projet.....	3
Figure 3: Organigramme de la Région de Menabe.....	6
Figure 4 : Ornière au PK 385+621.....	19
Figure 5: Ensablement au PK 380+542.....	20
Figure 6: Bourbier au PK 390+654.....	20
Figure 7: Stagnation d'eaux au PK 395+520.....	21
Figure 8: Profil en W.....	22
Figure 9: Dalot obstrué au PK389+423.....	23
Figure 10: fossé obstrué Pk394+800.....	24
Figure 11: Les arcs de raccordement.....	27
Figure 12 : Les éléments constitutifs de la chaussée.....	29
Figure 13 : Profil en travers type en section déversée.....	30
Figure 14 : Profil en travers type en section courante.....	30
Figure 15: Bande dérasée et berme de l'accotement (Source : Wikipédia).	31
Figure 16 : Structure de la chaussée par la méthode LCPC.....	53
Figure 17 : Déformations radiales et verticales.....	54
Figure 18: Modélisation des transformations quadricouches à tricouches et tricouches à bicouches.....	56
Figure 19 : Transformation du modèle quadri couche en modèle tri couche.....	56
Figure 20 : Transformation du modèle tri couche en modèle bicouche.....	57
Figure 21: Modèle bi couche.....	58
Figure 22 : Structures de chaussée obtenues par la méthode LNTPB.	64
Figure 23 : Model tri couche de Jeuffoy-Bachelez.	65
Figure 24 : Modélisation d'une structure quadri couche en structure tri couche.	66
Figure 25 : Structure de la variante retenue.	71
Figure 26: Profil en travers du BV de drainage longitudinal.	83
Figure 27: Description du Dalot double 2,00*1,00.....	103
Figure 28 : Représentation du cas le plus défavorable sous le système Bc.	105
Figure 29 : Surface d'impact.....	106
Figure 30 : Représentation du système Bt.....	107
Figure 31 : Diffusion des charges.	108
Figure 32: Modélisation des charges appliquée au Dalot [T/m ²].....	110
Figure 33 : Considération seul de la charge permanente g ₁ [T/m ²].....	112
Figure 34: Considération seul de la charge permanente g ₂ [T/m ²].....	113
Figure 35 : Considération de seule la poussée de Terre p [T/m ²].	114
Figure 36: Considération de seule la surcharge d'exploitation [T/m ²].	115
Figure 37 : Considération de seule la surcharge due au passage du camion.....	116
Figure 38: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU[Tm].	119

LISTE DES ABREVIATIONS

Ar	: Ariary
ARM	: Autorité Routière de Madagascar
BAEL	: Béton armé aux Etats Limites
BB	: Béton Bitumineux
CAM	: Coefficient d'agressivité Moyenne des poids lourds
CB	: Couche de base
CBR	: Californian Bearing Ratio
CD	: Côté Droit
CEM	: Cement (Anglais)
CF	: Couche de fondation
CG	: Côté Gauche
CHD	: Centre Hospitalier de District
CR	: Couche de roulement
CSB	: Centre de santé de base
CU	: Charge Utile
DRTP	: Direction régionale des Travaux Publics
DRCI	: Délai de Récupération de Capitale Investi
DQE	: Détail Quantitatif et Estimatif
EIE	: Etude d'impact Environnemental et Social
ELU	: Etat Limite Ultime
ELS	: Etat Limite de Service
EPP	: Ecole Primaire Publique
ES_b	: Enduit Superficiel Bicouche
GCNT	: Grave Concassée non Traitée
INSTAT	: Institut Nationale de la STATistique
LCPC	: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris)
LNTPB	: Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment (Antananarivo)
MDE	: Micro Déval en présence de l'eau
MS	: Matériaux sélectionnés
OPM	: Optimum proctor Modifié
PK	: Point Kilométrique
PL	: Poids Lourds
PTC	: Poids Total en charge
PU	: Prix Unitaires
RGPH	: Renseignement Général de la Population et de l'Habitat
RN 9	: Route Nationale 9
RRL	: Road Research Laboratory (Anglais)
SETRA	: Service d'Etude des Routes et Autoroutes
TL	: Trafic Lourd
TMJ	: Trafic Moyen Journalier
TN	: Trafic Normal
TTC	: Toutes Taxes Comprises
TRI	: Taux de Rentabilité Interne
TVA	: Taux de Valeur Ajoutée
TNA	: Terrain Naturel Aménagé
VAN	: Valeur Actuelle Nette

NOTATIONS

Géotechniques

%F	: Pourcentage des fines
ES	: Equivalent de Sable
I_p	: Indice de Plasticité
LA	: Los Angeles
CA	: Coefficient d'applatissage
MDE	: Micro Deval en présence de l'eau
γ_{dmax}	: Densité sèche maximale
W	: Teneur en Eau
W_{OPT}	: Teneur en Eau Optimale
W_L	: Limite de liquidité
W_P	: Limite de Plasticité

Hydrologie

BV	: Bassin Versant
C	: Coefficient de Ruissèlement
I_f	: Pente Longitudinale de l'écoulement
I	: Intensité de Pluie avec récurrence de 10 ans
K	: Coefficient de Rugosité de Manning-Strickler
Q_0	: Débit à évacuer
R	: Rayon Hydraulique
V	: Vitesse d'écoulement
X	: Périmètre mouillé
W	: Section mouillée

Béton Armé

A	: Aire d'une section d'acier (armature Longitudinale)
A_{min}	: Aire minimale d'une section d'acier (armature Longitudinale)
A_t	: Aire d'une section d'acier
σ_{bu}	: Contrainte admissible de résistance du béton à l'ELU
σ_{bc}	: Contrainte Limite à la compression du béton à l'ELS
σ_s	: Contrainte Admissible de l'Acier
γ_s	: coefficient de sécurité
G	: Action des Charges Permanentes
I	: Moment d'inertie d'une section
M_{ser}	: Moment fléchissant à l'ELS
M_u	: Moment fléchissant à l'ELU
Q	: Action des Charges d'exploitation
S	: Surcharge
Fe	: Limite d'élasticité des aciers HA
Fc28	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
Ft28	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge
G	: Poids propre par mètre linéaire
Q	: Charge d'exploitation par mètre linéaire
N	: Coefficient d'équivalence acier-béton

INTRODUCTION

Le manque en matière d'infrastructures routières est un fait bien réel constaté dans les pays en voie de développement comme Madagascar. La route Nationale N°9 qui relie la ville de Toliara et Morondava témoigne ce fait par son état actuel. D'après les enquêtes menées, la quasi-totalité du tronçon de 266 km atteint des niveaux de dégradation critiques allant même jusqu'à l'impraticabilité en saison de pluie pour certaines régions. Ce dernier pouvant durer un temps considérable, entraînant inévitablement l'enclavement de presque la totalité de cette zone. Or, c'est l'axe national la plus courte qui relie la ville de Toliara, chef-lieu de la région d'Atsimo Andrefana, à la ville de Morondava, chef-lieu de la région de Menabe. De ce fait, elle devient vitale quant aux échanges des biens et personnes dans ces régions et même de toute l'île.

En plus, Le sud-ouest de Madagascar possède d'énormes potentialités économiques notamment en matière : de tourisme, d'exploitation minière et surtout d'agriculture. Mais de vastes étendues de terrains demeurent inexploités malgré les atouts climatiques et géographiques que cette zone peut jouir. Et à cause de cet état déplorable de la route, l'insécurité commence à prendre du large dans cette partie de l'île, cela entraînant l'inquiétude des investisseurs, voir même l'Etat de s'engager dans des projets à long terme dans cette zone.

Ces faits prennent des aspects décevants mais ils sont bien réels. En effet, la RN9, dans son état actuel, constitue un obstacle considérable au développement de sa zone d'influence, du point de vue économique et social. Le Gouvernement cherche, à présent, à solutionner ces problèmes liés aux infrastructures routières. C'est dans ce contexte précis que ce Mémoire intitulé : « ETUDE D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE N°9 RELIANT BEVOAY ET DABARA DU PK 379+901 à la sortie de Mandabe AU PK 399+943 » a été élaboré. Pour développer cette étude, nous aborderons successivement : la situation économique de la région du Menabe, les diverses études techniques liées au Projet d'aménagement, les diverses études financières ainsi que les impacts environnementaux à travers ces trois parties :

- Partie 1 : Etudes préliminaires ;
- Partie 2 : Etude technique ;
- Partie 3 : Etude financière et impacts environnementaux.

Partie I : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre I : GÉNÉRALITE SUR LE PROJET

I.1 PRÉSENTATION DU PROJET

Situé dans l'ex faritany de Toliara la Route Nationale numéro 9 (RN9) relie deux Régions (région Atsimo Andrefana et Région Menabe). L'état actuelle de la route atteint un niveau de dégradation critique allant même jusqu'à l'impraticabilité de la route en saison de pluie à cause des ouvrages de franchissement, que sont des radiers submersibles en mauvais état. L'ARM (Autorité Routière de Madagascar) a divisé le Projet d'aménagement de la RN9 en deux. L'un dans la région d'Atsimo Andrefana, et l'autre dans la région de Menabe reliant Bevoay (PK0 du Projet) passe par la ville de Manja, Mandabe et se termine sur le pont Dabara (croisement de la RN9 et la RN35 et fin du Projet) d'une longueur d'environ 266 km.

Le présent Projet consiste à effectuer l'étude d'aménagement d'un tronçon de la Route Nationale Secondaire n°9. Dans le présent Mémoire intitulé « ETUDE D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE N°9 RELIANT BEVOAY ET DABARA DU PK 379+901 à la sortie de Mandabe AU PK 399+943 », il sera question d'étudier un tronçon de 20km.

I.2 LOCALISATION DU PROJET

La RN9 se situe dans le Sud de Madagascar. C'est l'axe national la plus courte qui relie la ville de Toliara, chef-lieu de la Région d'Atsimo Andrefana, à la ville de Morondava, chef-lieu de la Région de Menabe.

L'axe à étudier se trouve au PK 379+901 au PK 399+943



Figure 1: Présentation de la zone d'influence. (Source :Google Earth)

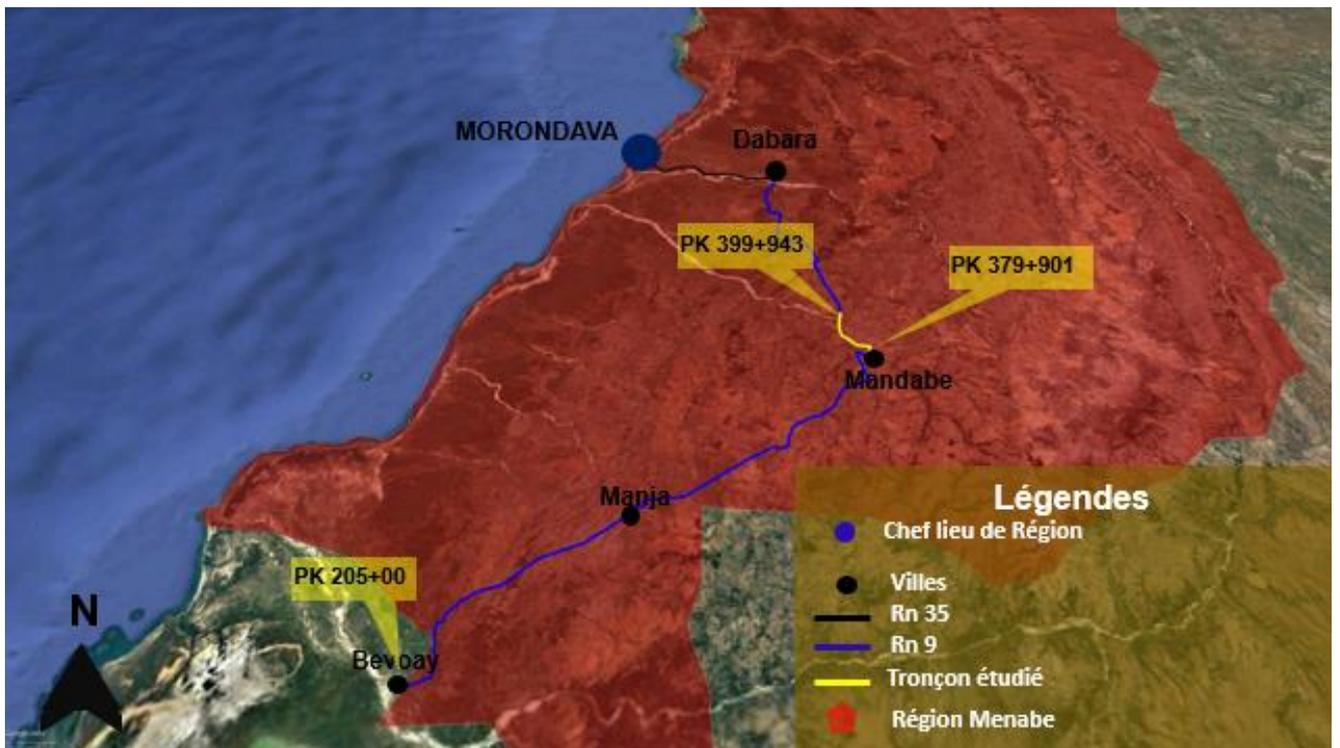


Figure 2: Localisation du Projet (source :Google Earth).

I.3 CONTEXTE DU PROJET

Dans le cadre du Projet de développement de Madagascar, le gouvernement Malagasy, face à la lutte contre la pauvreté, décide de réaliser des projets pour la relance économique de Madagascar.

Sur l'ordre de service n°163 ARM daté du 09 Octobre 2007, et notifié le 09 Octobre 2007, l'Autorité Routière de Madagascar a confié au Groupement de bureaux d'études SCETTUNISIE/DINIKA International, l'étude de la réhabilitation de la route national N°9 (RN9) entre Bevoay et le pont Dabara (croisement de la RN35) entre le PK205+000 et le PK464+080.

Le Projet consiste au désenclavement du monde rural qui est conforme à la stratégie de la Banque Africaine de Développement (BAD) à Madagascar qui privilégie le transport par son rôle de désenclavement de la population rurale. L'étude contribuera les efforts du gouvernement d'améliorer le secteur du transport à Madagascar, de développer la Région, de lancer le secteur touristique et enfin de résoudre le problème d'insécurité qui est une des sources de la pauvreté.

I.4 OBJECTIFS DU PROJET

Le projet d'aménagement de la RN9 a pour objectif principal de désenclaver le milieu rural et d'accélérer les échanges des biens et des marchandises dans le faritany de Toliara. Nombreux objectifs spécifiques sont attendus pour la réalisation du Projet comme :

- ✚ L'amélioration des conditions de vie des bénéficiaires, ceux de la Région de Menabe allant jusqu'à la Région d'Atsimo Andrefana ;
- ✚ La réponse des besoins de la population sur la zone d'influence comme la lutte contre l'insécurité ;
- ✚ La valorisation de la potentialité agricole, touristique, artisanale, industrielle... comme source de développement des régions cibles ;
- ✚ Le développement humain comme la sécurité sociale, les droits civils, les droits des enfants ;
- ✚ La réduction des coûts de transport et le temps de déplacement des usagers pour une évolution rapide.

Chapitre II : ETUDE MONOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE

II.1 PRESENTATION DE LA ZONE D'INFLUENCE.

La zone d'influence est définie comme l'ensemble des subdivisions administratives qui reçoivent directement ou indirectement les avantages économiques et sociaux appréciables après la réalisation du Projet. [7]

Il y a deux sortes de zone d'influence : une zone d'influence directe qui est l'ensemble des Communes utilisant actuellement cette route et une zone d'influence indirecte comprenant les autres Régions concernées.

II.1.1 ZONE D'INFLUENCE DIRECTE

Les bénéficiaires directs de la route sont tout d'abord la Région de Menabe et les Districts suivants :

- Mahabo
- Manja

II.1.2 ZONE D'INFLUENCE INDIRECTE

Les bénéficiaires indirects sont la Région de Sud Ouest (Atsimo Andrefana) et les autres Districts de Menabe.

II.2 MILIEU PHYSIQUE

II.2.1 Localisation géographique de la Région du Menabe [16]

La Région Menabe (littéralement, « le Grand Rouge ») doit son nom à la couleur de ses fleuves chargés de latérite. Située dans la partie Sud-ouest de Madagascar, elle s'étend sur 46 121 km². Géographiquement, la Région est située entre 20°18' de latitude sud et 44°16' de longitude Est. Elle dispose également d'un littoral qui s'étend sur 350 km de long au large du Canal de Mozambique. De nombreux îlots et bancs de sable séparent la côte de la haute mer, à savoir (du Sud vers le Nord)¹ :

- ✚ entre Andranompasy et Belo sur Mer, les îlots d'Andriamitoraka, Mailolo, Angoraoky, Nosibe ou Andriangory ;
- ✚ entre Belo sur Mer et Morondava : les îlots de Nositiana, Motsadiniky, Andravoho ;
- ✚ entre Morondava et Belo-sur-Tsiribihina ;
- ✚ les bancs de sable de Cordelière-Moines - Marjolaine et la fosse de la Tsiribihina.

Administrativement, la Région est délimitée :

- au Nord par la Région de Melaky ;
- à l'Est par les Régions de Bongolava, Vakinankaratra et Amoron'i Mania ;
- au Sud par la Région Atsimo Andrefana ;
- et à l'Ouest par le Canal De Mozambique.

La Région Menabe est subdivisée en 5 Districts à savoir : Belo-sur-Tsiribihina, Mahabo, Manja, Miandrivazo et Morondava. Morondava, le chef-lieu de District est situé à 646,1 km de la capitale. Il est relié à celle-ci par la RN 7 jusqu'à Antsirabe, de là, par la RN 34 jusqu'à Malaimbandy, et de Malaimbandy à Morondava, par la RN 35.

II.2.2 Subdivisions administratives [16]

La Région Menabe comprend 5 Districts subdivisés en 51 Communes, elles-mêmes subdivisées en 598 fokontany. Les Districts de la Région sont composés de 10 Communes en moyenne avec un maximum de 15 Communes pour le District de Miandrivazo contre 5 pour Morondava comme le montre l'organigramme suivant de l'organigramme suivant :

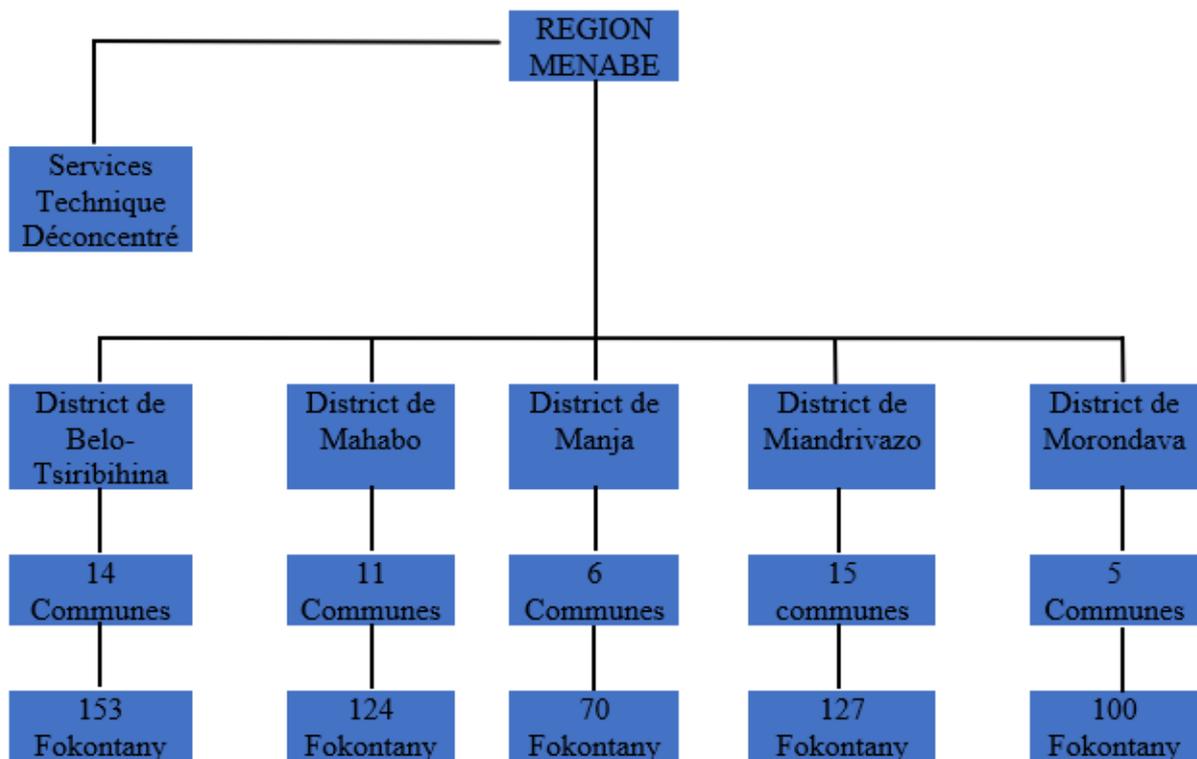


Figure 3: Organigramme de la Région de Menabe.

II.2.3 Relief de la Région [16]

La Région Menabe offre un paysage diversifié composé par :

- les zones côtières : les mangroves couvrent presque la totalité du littoral et est d'une importance capitale pour la population vivant de la cueillette. Ils facilitent notamment la pêche au crabe, ainsi que la pêche traditionnelle ou artisanale. Les mangroves sont aussi utilisées comme bois de chauffe et bois de constructions ;
- les plaines : les vastes étendues peuvent recevoir à la fois des spéculations irriguées et d'autres qui retiennent l'eau de pluie (haricot, pois du cap, lentille, tsiasisa, maïs) ;
- les plateaux : on y retrouve les plateaux de Bemaraha et de Besabora. Ce sont des vastes plaines en hauteur, zones agro-pastorales à cheval sur les Districts de Belo-sur-Tsiribihina et de Miandrivazo du Nord au Sud, se prolongeant vers le Sud pour rejoindre Besabora en plein milieu du District de Mahabo via Malaimbandy ;
- les massifs : deux massifs sont présents dans la Région à savoir le Massif du Bongolava (point culminant : 1 342 m, entre Ankavandrakely et Tsiroanomandidy), le Massif du Makay (point culminant : Andranomita, à 1 034 m).

II.2.4 Hydrologie de la Région [16]

La Région dispose d'une potentialité hydraulique énorme en eaux de surface et de profondeur.

a) Les fleuves et les rivières.

- le Manambolo prend naissance dans le massif de Bongolava, arrose toute la partie Nord de Miandrivazo, traverse le plateau de Bemaraha, sépare la Région Menabe de celle de Melaky, et trouve son embouchure dans la partie Nord de Belo-sur-Tsiribihina ;
- le Tsiribihina (grossi de la Mania, de Sakeny et de la Mahajilo) prend également sa source du massif de Bongolava, débouche dans la Commune de Miandrivazo, au niveau du chef-lieu de la Commune d'Ankotrofotsy (pont de la Mania). Il traverse et arrose une plaine très riche et connue mondialement pour la production de haricot, alimente le fameux lac de Betsiriry, très poissonneux et levier économique de la Région. Il continue sa course sur le plateau de Bemaraha et prolonge son trajet dans le District de Belo-sur-Tsiribihina, laissant de part et d'autre d'immenses plaines arrosées par plusieurs lacs, poissonneux également (lacs Andranomena, Hima, Serinamo) et se disperse dans la vaste mangrove d'Andimaka, au Nord de la ville de Belo-sur-Tsiribihina, avant de rejoindre le Canal de Mozambique ;
- la Morondava prend sa source dans le massif de Makay, arrose la partie centrale du District de Mahabo, continue son trajet dans le District de Morondava, presque en parallèle à la

Route Nationale 35 ; de nombreux affluents tels que Sakamaly, Maroalika, Fanikay arrosent le district de Mahabo avant de se jeter dans le fleuve Morondava ;

- les rivières Andrangory et Mahaniso (Mandabe), fonctionnelles depuis leur source jusqu'au niveau de la Commune de Befasy (sauf à la saison pluvieuse exceptionnellement). Les rivières Laompolo, Maintitapaka et Tsianihy collectent les eaux de ruissellement de bassins versants du Massif de Makay avant de se diriger vers la mer. La rivière Ianandrano, seule, déverse son eau dans le fleuve Mangoky pour continuer sa course vers la mer. Enfin, le fleuve Mangoky, arrose toute la partie Sud-est du District de Manja.

b) Les lacs

Les principaux lacs se trouvent sur le Betsiriry et le long du fleuve Tsiribihina : Betsiaky (Anosimena), Anketrevo, Asonjo (Anosimanitsy, Ankotrofotsy), Andranomena (Ankalalobe), Andranomena (Begidro), Hima (Amboloandro), Kimanomby (Andranomandeha, Ambohibary), Iboboka, Saririaka (Masoarivo).

II.2.5 Pédologie de la Région [16]

A Morondava, les analyses du sol faites par TAFE, en 1998, ont montré que :

- La grande majorité des sols de Menabe est légèrement acide (cas de Marofandilia avec un pH 5,3 d'une profondeur entre 20 et 40 cm) ;
- La matière organique est généralement faible sauf quelques rares exceptions ;
- Les sols sont sableux avec une faible teneur en argile qui peut varier entre 5 et 15% ;
- Les parcelles labourées et sans couverture ont subi les effets de battance qui détruisent les agrégats et provoquent l'érosion en nappe.

II.2.6 Géologie de la Région [16]

Il y a le groupe de la Sakamena : dans la partie Nord-Est de la zone d'Ambatolahy, descendant sur Tsimazava et allant jusqu'au sud de Mandabe et Manja (Vondrove). Ce groupe est formé de schistes pélitiques à plantes (présence de nombreux troncs de bois silicifiés enracinés en place), de grès grossiers ou argileux verts. Les terrasses importantes alluviales se trouvent le long de la Tsiribihina, le long de Morondava, le long de Mangoky, avec, partout, des bancs de galets. Ces terrasses forment de grands deltas aux embouchures des fleuves, avec des vases de mangrove. Les alluvions récentes près des côtes renferment de nombreux gisements de faunes subfossiles.

II.2.7 Formation végétales [16]

Sur le tronçon à étudier, on observe tout au long de la route une forêt dense et sèche. Cette forêt est garnie de bois de construction de qualité (comme le palissandre,...), de bois d'ébène et des plantes médicinales (Ravimaitso du Professeur Ratsimamanga),...

On y trouve aussi à l'intérieur de cette forêt, des lianes tubéreuses comestibles directement (ovy ala) et d'autres passant à un traitement spécial pour les rendre en poudre blanche (tavolo). Cette dernière est utilisée comme du tapioca pour donner à manger aux malades (ou convalescents).

II.2.8 Climatologie [16]

Durant l'année, la Région Menabe présente deux saisons climatiques bien distinctes :

- Mois de Novembre - Avril : Une saison chaude et pluvieuse ;
- Mois de Mai - Octobre : Une saison moins chaude et très sèche.

En raison d'altitude, il y a une différence climatique entre les Districts, la sécheresse s'augmente du Nord vers le Sud, au contraire de l'Ouest vers l'Est.

a) Pluviométrie et Temperature

La pluviométrie est comprise entre 600 et 1000 mm par an dans toute la Région du Menabe. La température atteint 28 °C le mois de Janvier et diminue 22 °C le mois de Juillet donc ça risque de ne pas pousser les diverses spéculations agricoles. Environ 450 mm par an dans le District de Morombe et la température moyenne est environ à 25°C alors que le District de Beroroha atteint jusqu'à 30°C, le mois de Février est le plus chaud et le mois Juin- Juillet le plus froid.

b) Vent

Le vent dans la Région du Menabe est reconnue semi-aride. En mois d'Octobre-Septembre souffle un vent desséchant, qui assèche tous les fleuves et les rivières, réduisant ainsi le niveau des nappes phréatiques. Il existe une perturbation tropicale reste dépression qui touche ou au moins influence la Région.

Sur la côte dans la Région Atsimo-Andrefana le vent qui domine c'est le « Tsiok'Atimo » dans la direction de Sud-Ouest vers Nord-Est ; il y a aussi le « Tsiok'ora » qui provoque durant l'Eté.

c) Cyclone

Avec une probabilité supérieure à 0,5, la Région est touchée, ou du moins influencée, par une perturbation tropicale, surtout par les perturbations qui se forment dans le canal du Mozambique

et qui pénètrent dans l'Île entre Maintirano et Morondava. Généralement, ces perturbations tropicales n'atteignent pas le stade de cyclone, mais restent au stade de dépression tropicale. Toutefois, elles apportent des précipitations très importantes qui provoquent des inondations durables. Les crues dans la Région sont en grande partie engendrées par la présence des perturbations tropicales.

II.3 MILIEU HUMAIN ET SOCIAL

II.3.1 Démographie [16]

II.3.1.1 Effectif de la population

La population totale concernée par ce Projet est estimée à 369 537 habitants répartis sur 41 936 Km² soit une densité démographique moyenne de 8,81 hab/Km². Les Caractéristiques de la population dans la zone d'influence sont exprimées par le tableau suivant :

Tableau 1: Répartition de la population de la zone d'influence.

Districts	Population (Hab)	Superficie (km ²)	Densité (Hab/km ²)
Mahabo	75 827	13 626	5,56
Manja	49 624	8 982	5,52
Total	125 457	22 608	5,55

Source : INSTAT (2010)

La population dans les Districts de Manja, Mahabo est le 36,60 % de la population totale de la Région Menabe. Par contre, le District de Beroroha, Morombe n'occupe que le 12,37 % de la population totale de la Région Atsmo-Andrefana. Le District de Mahabo est le plus peuplé, il représente le 37 % de la population de la zone.

II.3.1.2 Structure de la population

A Madagascar, en tant qu'un pays en voie de développement les déséquilibres entre les nombres des personnes jeunes et les plus âges sont très différents, ce que le tableau suivant montre :

Tableau 2 : Classification par âge de la population.

Groupe d'âge	Manja	Mahabo
0-4	11412	21487
5-9	10578	19917
10-14	9366	17634
15-19	9001	16948
20-24	6554	12339
25-29	6124	11530
30-34	4592	8646
35-39	4239	7981
40-44	3610	6798
45-49	2251	4238
50-54	1978	3725

Suite .Tableau 3 : Classification par âge de la population.

55-59	1117	2104
60-64	1041	1960
65-69	612	1152
70-74	374	704
75+	333	626
Total	73183	137787

Source : INSTAT (2012)

II.3.1.3 Projection de la population

L'Effectif de la population estimé a l'année t est donné par la relation :

$$P(t) = P(t_0)(1 + \alpha)^{(t-t_0)} \quad (1)$$

$P(t)$: effectif de la population à estimer à l'année t ;

$P(t_0)$: effectif de la population à l'année t_0 ;

α : taux d'accroissement naturel de la population.

Selon l'INSTAT, le taux d'accroissement naturel de la population pour la zone d'étude est :

Tableau 3: Taux d'accroissement par District.

Régions	Districts	Taux d'accroissement (%)
Menabe	Manja	2,0
	Mahabo	1,9

Source : INSTAT-2010

On suppose que la date de mise en service de la route sera en 2018. Le tableau ci-dessous donne les résultats de calcul :

Tableau 4: Taux d'accroissement par District.

Districts	P(2010) (hab)	P(2018) (hab)	P(2033)(hab)
Manja	49624	57413	75252
Mahabo	75827	88149	116906
Totale	125451	145562	192158

Source : INSTAT 2010

II.3.1.4 Population rurale et urbaine

Tableau 5: Taux d'urbanisation par District.

Tableau 5 : District	Population (Hab)		Taux d'urbanisation
	Rurale	Urbaine	
Mahabo	68928	6901	10.05
Manja	40611	9012	20.05

Source : INSTAT 2010

Le tableau montre que la population rurale est très nombreuse. Ce qui donne une ressource économique importante sur l'évolution de la Région. Cette population est composée de plusieurs ethnies, mais la plupart sont des éleveurs de bœufs et des agriculteurs.

Dans le milieu rural, l'âge moyen de la population rurale masculine (23 ans) est supérieur par rapport à celui de la population féminine (22 ans) et l'âge moyen de la population urbaine masculine (23,06 ans) est légèrement supérieur à celui de la population féminine (22,8 ans). La constante universelle qui veut qu'il y ait légèrement plus de femmes que d'hommes dans une population en équilibre est respectée, sauf pour Manja et Mahabo ; cela peut être dû à l'exode des femmes à d'autres Districts.

II.3.2 Services sociaux

II.3.2.1 Santé

Le manque des infrastructures sanitaires et surtout des équipements constituent l'un des obstacles dans les pays sous-développés pour faire diminuer son taux de mortalité. De ce fait, certaines Régions ont des difficultés à évoluer. Le nombre des infrastructures publiques est montré par le tableau suivant :

Tableau 6: Répartition des infrastructures sanitaires de la zone d'influence.

Districts	CHR	CHD2	CHD1	CSB2	CSB1
Manja	0	1	0	10	4
Mahabo	0	1	0	7	7
Morombe	0	0	1	4	19
Beroroha	0	0	1	5	8

Source : SSD et Direction Interrégionale de la Santé/ Toliara (2012)

Tels que :

- CHR : Centre Hospitalier Régional (localisé dans le chef-lieu) ;
- CHD1 : Centre Hospitalier de District de niveau 1 (pas de chirurgie) ;
- CHD2 : Centre Hospitalier de District de niveau 2 (avec chirurgie) ;
- CSB1 : Centre de Santé de Base niveau 1 (dirigé par un infirmier diplômé d'Etat) ;
- CSB2: Centre de Santé de Base niveau 2 (dirigé par un médecin diplômé d'Etat).

II.3.2.2 Enseignement et Education

La répartition d'établissement et d'enseignement suivant le niveau d'étude est donné dans le tableau suivant :

Tableau 7: Répartition des Etablissement par Districts.

Districts	Ecoles Primaires		CEG		Lycées	
	Publics	Privées	Publics	Privées	Publics	Privées
Manja	109	31	21	12	9	-
Mahabo	335	91	35	29	10	-

Source : INSTAT (2011)

En dépit de défi de l'ONU, qui a fait un engagement avec les pays du monde à assurer avant 2015 l'accès à l'éducation primaire de tous les enfants. Son objectif n'est pas atteint jusqu'à nos jours. C'est en effet, la pauvreté qui est le principal obstacle à la scolarisation. L'effectif des enfants, dans la zone d'étude, en 2011, âgés entre 5-14 ans est au total 101 685 enfants alors que l'effectif des élèves à l'école primaire âgés de 5-14 ans est de 67 512. Cela ne représente que le 56,41 % des enfants dans l'école publiques et 9,99% enfants dans l'école privée.

Il y a aussi une insuffisance des enseignants dans les écoles publiques. En effet, la zone n'a qu'un seul enseignant pour 48 élèves.

II.3.3 Les activités économiques

II.3.3.1 Agricultures

Les Districts de la Région du Menabe dispose d'un potentiel agricole important se caractérisant par une grande superficie cultivable et des milieux naturels diversifiés aux différents types d'activités comme l'agriculture (cultures vivrières, industrielles).

Tableau 8: Superficie cultivable.

Districts	Superficie totale (Km ²)	Superficie cultivable (ha)
Mahabo	14526	270000
Manja	10151	90850
Totale	24677	320850

Source : Référentiel régional Menabe - Projet Terre-Tany / BEMA – 2003

Le District de Mahabo dispose de 18% de superficie cultivable sur la totalité des terrains tandis que le District de Manja n'a que 9%. Depuis 2005, il y a de bon nombre de Projet de développement pour intensifier le système agricole de la Région pour augmenter la production.

a) Culture vivrière

La riziculture est la principale activité agricole des deux Districts (72% cultivée en culture vivrière)

Tableau 9: Répartition des superficies cultivables en (Ha).

District	Année	Surface Totale vivrière	Riz	Manioc	Mais	Patate	Haricot
Mahabo	2005	16 390	14 875	401	1 009	796	36
	2017	27 183	24 672	664	1 674	1 320	60
Manja	2005	9 022	2 071	5 120	1 483	177	224
	2017	11 000	2 525	6 242	1 808	216	273
Total	2017	38 183	27 197	6 907	3 482	1 536	363

Source : INSTAT 2005

A partir de l'année 2005, on aperçoit une augmentation de l'ordre de 6% de la production dans le District de Mahabo et 5% pour Manja. Le manioc, le maïs, la patate douce constituent, après le riz, la base de l'alimentation de la majeure partie de la population locale.

b) Culture Industrielle

Les cultures industrielles dans la zone d'influence sont la canne à sucre, l'arachide et le tabac.

La culture arachidière était très importante surtout dans la vaste étendue sableuse entre la rivière Morondava et le fleuve Mangoky (Mandabe, Manja). Toutefois, la production d'arachide est en baisse du fait de l'absence de débouchés et de la situation qui ne manque pas de se démobiliser la paysannerie. L'arachide est bien adaptée aux conditions climatiques du Menabe. Avec la technique des agriculteurs, la production devient encore plus profitable à la plante et aboutit à des rendements satisfaisants. La rotation maïs - arachide - manioc donne un résultat très intéressant.

c) Production

La Région Menabe est une zone à forte potentialité agricole. En effet, le secteur Agriculture constitue un atout important dans l'économie de la Région. Menabe est surtout célèbre pour sa production en riz et paddy de haute qualité. La capacité régionale de production en paddy est importante et peut atteindre plus de 200 000 tonnes dans l'année.

La production agricole de la Région Menabe est caractérisée par plusieurs types de cultures tels que le riz, le pois du cap, le haricot, l'arachide, le maïs, le manioc, la lentille, le tsiasisa et la patate douce. Ci-après est le tableau résumant la situation de la production agricole de la Région en 2010.

Tableau 10 : Synthétique de la production agricole de la Région Menabe.

Culture	Surface (ha)	Rendement Tonnes/ha	Productions (Tonne)
Riz	58 640	2,63	154 223
Poids du Cap	5 940	1,03	6 118
Haricot	4 445	0,89	3 956
Arachide	5 515	1,16	6 397
Mais	11 650	1,62	18 873
Manioc	10 330	5,25	54 233

Suite .Tableau 11 : Synthétique de la production agricole de la Région Menabe

Lentille	300	1,18	354
Tsiasisa	3 650	1,51	5 512
Patate douce	1 210	8,02	9 704

Source : Direction Régionale du Développement Rural (DRDR) Menabe 2010

II.3.3.2 Elevage

L'élevage reste une activité très importante dans la Région de Morondava. On peut distinguer deux catégories : un élevage extensif et contemplatif de zébu et un élevage domestique de bovins, qui vivent dans les environs des villages. Au sein de la Région Menabe, l'élevage bovin est pratiqué presque dans tous les District mais le cheptel le plus important est celui de Mahabo et Manja. Le tableau ci-après nous offre un aperçu global de l'effectif du cheptel durant l'année 2010.

Tableau 12 : Situation statistique de l'élevage de la région du Menabe.

District	Bovin	Porcin	Ovin	Caprin	Volailles
Mahabo	12 4641	20 140	5 455	3 497	343 177
Manja	109 372	5 682	1 482	6 547	53 450
Total	234 013	25 822	6 937	10 044	396 627

Source : Direction Interrégionale de l'Elevage de Menabe, 2010.

Actuellement, le district de Mahabo et Manja pratique l'élevage extensif de zébu. Les deux districts restent souvent dans la zone rouge à cause des bandits à main armée qui volent des bœufs la plupart des temps.

II.3.4 Sites touristiques

La Région possède des potentialités considérables en matière de tourisme et d'activités culturelles. Le « *Tsingy* », reste de massifs coralliens, s'étend sur 250 km au milieu d'un paysage prodigieux et qu'on peut découvrir à 150 km du centre-ville. On y trouve aussi entre autres, la Tsiribihina qu'on longe par bateau et dispose d'un climat clément, le Fitampoho à Belo-sur-Tsiribihina, les tombeaux Vezo, l'allée des Baobabs. La ville de Morondava est devenue, au cours de ces dernières années, une destination touristique très accrue.

II.4 JUSTIFICATION DU PROJET

D'après cette étude monographique, le Projet d'Aménagement de la RN9 est justifié par les raisons suivantes :

- Plusieurs zones de la Région sont enclavées pendant une certaine période car la route dévoile de nombreux passages difficiles en saison de pluies ; d'où la nécessité de revêtement de la chaussé ;

- ✚ La population des différentes subdivisions éparpillées doit pouvoir bénéficier d'une facilité d'accès aux services sociaux qui sont concentrés dans le Chef-lieu de District Mahabo et Manja
- ✚ La zone d'influence possède d'énormes potentialités économiques qui demeurent sous-exploitées ;

CONCLUSION PARTIELLE

Vu les potentialités socio-économiques de la Région, le seul axe qui relie le Sud-Ouest de l'île départ de Toliara allant jusqu'à la ville de Morondava, vise au désenclavement de la zone, à l'enrichissement de la Région et même du pays tout entier. La population est jeune, active constituée des cultivateurs et des éleveurs de bœufs et des volailles.

La zone d'influence nécessite une infrastructure bien aménagée pour améliorer les activités socio-économiques des Régions cibles.

Dans la partie suivante intitulée « Etude Technique », on va, en premier lieu, faire la constatation de l'état actuel de la route pour voir les différentes dégradations. Ensuite, on va définir les différentes caractéristiques de la nouvelle route projetée.

Partie II : ETUDE TECHNIQUE

Chapitre III : DIAGNOSTIC DE LA CHAUSSÉE

Le tronçon à étudier PK 379+901 AU PK 399+943 est une route en terre ensablée qui se présente souvent sous la forme de piste charretière très difficile d'accès. La route n'a pas fait l'objet de Travaux d'Entretien, et la circulation est presque interrompue sur de nombreux tronçons pendant la saison de pluie.

La route est difficile à identifier sur terrain en raison de son état très dégradé ainsi qu'à la prolifération de végétation assez dense qui se multiplie de temps en temps au fil des années. Cela incite les usagers de créer de petites déviations, surtout les utilisateurs de la charrette, des camions et des tracteurs. Le réseau d'assainissement est presque inexistant ce qui rend l'apparition des zones marécageuses dans divers endroits.

III.1 AUSCULTATION DE LA ROUTE :

L'auscultation est l'action de mesurer les imperfections pour en faire un diagnostic. Cette démarche est indispensable et tient une très grande importance à savoir :

- ✚ L'observation des signes de dégradations de la chaussée ;
- ✚ L'appréhension de l'apparition des dégradations ;
- ✚ La définition des Travaux ultérieurs à faire.

III.2 DÉGRADATION DE LA CHAUSSÉE

Les types de dégradations localisées ou sur une grande surface qui peuvent se rencontrer sur une chaussée non revêtue sont généralement les suivants : les ornières, les ensablements de la chaussée, les stagnations d'eau, les bourbiers.

III.2.1 Ornières

Ce sont des affaissements localisés apparaissant sous le passage des véhicules et pouvant affecter entièrement la couche de roulement. [8]

Causes :

- ✚ Fatigue de la chaussée due à une épaisseur ou une qualité des matériaux insuffisantes ;
- ✚ Compactage insuffisant.

Evolutions :

- ✚ Approfondissement rapide des affaissements surtout en période de pluie ;

Solutions :

- ✚ Reprofilage léger pour la mise à niveau de la plateforme support ;
- ✚ Rechargement par des Matériaux Sélectionnés.



Figure 4 : Ornière au PK 385+621.

III.2.2 Ensablement de la chaussée

L'ensablement est un phénomène de couverture de toute la surface de la chaussée de matériaux sableux avec une profondeur non négligeable. [8]

Causes :

- ✚ D'une part le sable est déposé sur la chaussée sous l'action du vent;
- ✚ D'autre part, la faible pente de la chaussée provoque une faible vitesse d'écoulement des eaux de ruissellement qui conduit au dépôt de particules sableuses..

Evolutions :

- ✚ L'ensablement continu provoquerait la disparition visuelle de la chaussée;
- ✚ la difficulté ou même l'impossibilité de circulation.

Solutions :

- ✚ La solution consiste à nettoyer ou à retirer le sable de la chaussée : le dessablage.



Figure 5: Ensamblant au PK 380+542.

III.2.3 Bourbier

L'embourbement est la création d'une épaisse boue dans les zones basses et se présente pendant la saison de pluie. [8]

Causes :

- ✚ Insuffisance de drainage ;
- ✚ Niveau de la chaussée plus bas que le terrain naturel ;
- ✚ Sol support sensible à l'eau, présence d'argile par exemple.

Evolutions :

- ✚ Destruction de la surface de la chaussée ;
- ✚ Coupure totale de la route rendant la circulation difficile

Solutions :

- ✚ Mise en place d'un nouveau corps de chaussée.



Figure 6: Bourbier au PK 390+654.

III.2.4 Stagnation d'eaux

C'est l'eau qui stagne sur la chaussée, l'eau étant le premier ennemi de la chaussée.

Causes :

- ✚ Affaissement de la chaussée ;
- ✚ Nid-de-poule

Evolution :

- ✚ Chute de la portance du sol support de la chaussée.

Solutions :

- ✚ Rehaussement du niveau de la chaussée ;
- ✚ Aménagement des Ouvrages d'Assainissement.



Figure 7: Stagnation d'eaux au PK 395+520.

III.2.5 Profil en W

Les profils en W sont définis comme étant des tranches latérales plus ou moins longues parallèles à l'axe de la chaussée sous les traces de roue. [8]

Causes :

- ✚ L'évolution sans entretien des Ornières ;
- ✚ Les roulements fréquents des charrettes dont les roues sont à bandage métallique.

Solutions :

- ✚ Un reprofilage léger pour la mise à niveau de la plateforme suivie, éventuellement, d'un nouveau corps de chaussée revêtue ;
- ✚ Un reprofilage lourd (volume d'apport de Matériau supérieur à $150m^3/100ml$) si la profondeur du profil en W est élevée.



Figure 8: Profil en W.

Le tableau suivant récapitule les dégradations, les solutions à proposer pour l'aménagement et leurs localisations respectifs.

Tableau 13 : Récapitulation des dégradations de la chaussée.

Type de dégradation	Localisation	Causes	Solutions
Ornière	PK380+800-PK381+050 PK386+200-PK386+800 PK389+900-PK389+980 PK390+600-PK390+900 PK392+150-PK392+450 PK393+600-PK393+650 PK395+200-PK395+450 PK396+600-PK396+750 PK397+750-PK397+900	Tassement des matériaux sous un trafic canalisé associé souvent par une chute de portance du sol support	Reprofilage léger pour la mise à niveau de la plateforme support
			Rechargement par des matériaux sélectionnés
Bourbier	PK387+600-PK387+800 PK388+100-PK388+500 PK389+100-PK389+400 PK391+300-PK391+750 PK392+600-PK392+950 PK394+800-PK394+880 PK396+600-PK396+940 PK398+700-PK398+900	Mauvais système de réseau d'assainissement	Reprofilage pour la préparation de la plateforme support de la chaussée revêtue
			Rechargement par des matériaux sélectionnés et mise en place des réseaux d'assainissement
Ensemblement	Presque toute au long du tronçon	Dépôt des matières sous le passage d'eau	Dessablage
Présence de la broussaille	Presque toute au long du tronçon	Absence d'Entretien	Débroussaillage

Suite Tableau 14 : Récapitulation des dégradations de la chaussée.

Profil en W	PK385+520-PK385+580 PK386+750-PK386+900 PK387+800-PK387+850 PK388+700-PK388+950 PK389+600-PK389+800 PK392+450-PK392+600 PK398+300-PK398+450	Passage fréquent sur les matériaux de faible résistance	Reprofilage pour la mise à niveau de la plateforme support
		Evolution sans entretien des ornières ou des ravines	

III.3 DÉGRADATION DES OUVRAGES DE D'ASSAINISSEMENT.

La plupart des Ouvrages d'Assainissement sont obstrués. En effet, les fossés latéraux sont ensablés et les dalots bouchés par des déchets.

III.3.1 Obstruction des Ouvrages de drainage

Causes :

- ✚ Insuffisance ou absence d'Entretien ;
- ✚ Pente très faible et sous-dimensionnement de l'Ouvrage.

Evolutions :

- ✚ Stagnation d'eau conduisant à l'inondation de la chaussée ;
- ✚ Coupure de la circulation.

Solutions :

- ✚ Enlèvement des débris et désherbage ;



Figure 9: Dalot obstrué au PK389+423.

III.3.2 Obstruction des fossés latéraux

Causes :

- ✚ Végétation
- ✚ Ensablement.

Evolutions :

- ✚ Stagnation d'eau conduisant à l'inondation de la chaussée ;
- ✚ Coupure de la circulation.

Solutions :

- ✚ Aménagement de fossés sur les deux côtés de la route et d'ouvrages de décharge ;
- ✚ Désherbage et curage des fossés ;
- ✚ Redimensionnement des fossés.



Figure 10: fossé obstrué Pk394+800.

Tableau 15 : Ouvrages de drainages existant - Etats – Solutions.

PK	OD existant	Dimension	Observation	Causes	solution
PK387+448	Dalot en BA	1 x 1 m	Obstrué	Ensablement Sous-dimensionnement	Reconstruction
PK388+148	Dalot en BA	1 x 1 m	Obstrué	Ensablement Sous-dimensionnement	Reconstruction
PK389+423	Dalot en BA	1 x 1 m	Obstrué	Ensablement Sous-dimensionnement	Reconstruction
PK390+348	Dalot en BA	0,80 x 0,80 m	Obstrué	Ensablement Sous-dimensionnement	Reconstruction
PK391+548	Dalot en BA	1 x 1 m	Obstrué	Ensablement Sous-dimensionnement	Reconstruction
PK392+948	Dalot en BA	1 x 1 m	Obstrué	Ensablement Sous-dimensionnement	Reconstruction
PK393+433	Dalot en BA	1 x 1 m	Obstrué	Ensablement Sous-dimensionnement	Reconstruction

III.4 PARAMETRES FONDAMENTAUX DU TRACÉ DE LA ROUTE

III.4.1 Vitesse de base

D'après l'AASHO (American Association States of Highway Officials), la vitesse de base est la vitesse maximale fixée pour définir les caractéristiques géométriques de la route. La vitesse de base dépend de plusieurs facteurs :

- La topographie de terrain ;
- Le volume du trafic ;
- Le type de la route ;
- Et la nature du trafic : lourde, intense, moyenne, faible.

Tableau 16 : Détermination de la vitesse de base.

<i>Catégorie de la route</i>	<i>Terrain traversé</i>	<i>Vitesse de base(Km/h)</i>
Route principale <i>Trafic > 500 véh/j</i>	Plat	80 à 120
	vallonné	55 à 80
	montagneux	40 à 55
Route secondaire <i>Trafic : 50 à 500 véh/j</i>	Plat	60 à 80
	vallonné	50 à 60
	montagneux	35 à 50
Route de desserte <i>Trafic < 50 véh/j</i>	Plat	50 à 60
	vallonné	35 à 50
	montagneux	25 à 35

Source : Cours de Route I – 3è Année BTP Vontovorona.

Les caractéristiques géométriques de l'axe à étudier, pour assurer les véhicules, avec une alternance d'un terrain plat et vallonné et d'un trafic entre 50 à 500 véhicules par jour, permettent généralement à une vitesse de base de 60km/h.

III.4.2 Vitesse de référence

C'est le paramètre qui permet de définir les caractéristiques minimales d'aménagement des points particuliers d'une section de la route, de telle sorte que tout véhicule isolé soit assuré [7]. La vitesse de référence adoptée pour tout le long de l'itinéraire est de **60 km/h**.

III.5 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE LA NOUVELLE CHAUSSÉE

La géométrie d'une route est caractérisée par trois éléments essentiels : le tracé en plan, le profil en long et les profils en travers.

III.5.1 Tracé en plan

Il est constitué par la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route. [7]

Le tracé en plan met en évidence les longueurs des sections rectilignes et la valeur des rayons de courbure dans les virages. Le tracé se présente comme un tracé un peu sinueux et devient moyennement sinueux jusqu'à la fin de l'axe à projeter. La route est plate et se présente souvent par une ligne droite.

Le tracé actuel traverse deux villages comme le montre le tableau suivant :

Tableau 17 : Villages traversés par le Projet.

Agglomération	PK début	PK fin	Longueur de la traversée (ml)
Letsafara	379+450	379+500	50
Maharivobe	384+900	385	100

Le tracé se présente au début comme un tracé peu sinueux du début puis devient moyennement sinueux avant de retrouver un caractère très peu sinueux.

III.5.1.1 Les alignements droits

Les alignements droits assurent un mouvement uniforme, une entière visibilité, et une économie de carburant du fait que les chauffeurs ont tendance à rouler à grande vitesse. Pourtant, ce mouvement uniforme peut distraire les conducteurs pendant la nuit. Ainsi, l'alignement droit ne doit pas dépasser 2,5 à 3 km et sa longueur totale doit être inférieure à 60% de la longueur totale de la route.

III.5.1.2 Les rayons de courbure

Voici un tableau qui récapitule les rayons en fonction des devers selon la vitesse de référence 60km/h :

Tableau 18: Rayon de courbure minimal.

Vitesse de référence (km/h)	60
Rayon minimale absolue au devers maximale 7% (m)	120
Rayon minimale normal au devers maximale 5% (m)	240
Rayon minimale normal au devers maximale 2,5% (m)	450

Source : Cours de Route II – 4^e Année BTP Vontovorona

III.5.1.3 Les arcs de raccordement

Ces arcs servent, comme son nom indique, à raccorder ou à relier 2 alignements droits ou un alignement droit avec une courbe. Trois éléments interviennent pour limiter les courbures :

- La stabilité, sous la sollicitation centrifuge des véhicules circulant à grande vitesse ;
- La visibilité en courbe ;
- Inscription des véhicules lents (camions remorqueurs ou semi-remorqueurs).

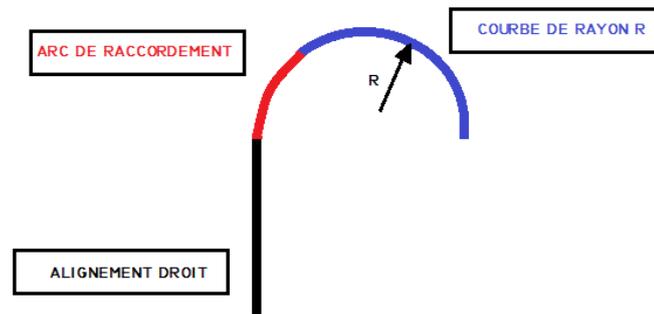


Figure 11: Les arcs de raccordement.

III.5.1.4 Les surlargeurs

Il est nécessaire de faire un élargissement de la chaussée dans les courbes car la couronne circulaire balayée par l'ensemble des points des véhicules est plus large dans les courbes que le véhicule lui-même.

Les surlargeurs sont calculées par la formule :

$$s = \frac{nl^2}{2R} \quad (2)$$

où, n : nombre de voies pris égal à 2 ;

l : longueur du véhicule prise égale à 10 m ;

R : rayon de la courbure.

Le rayon de courbure minimal absolu pour une vitesse de référence de 60 km/h est de 120 m, la surlargeur correspondante à ce rayon de courbure est :

$$s = \frac{20 \times 10^2}{2 \times 120} = 0,85m$$

III.4.2 Profil en long

Le profil en long est défini comme le développement du cylindre vertical sur lequel est tracé l'axe de la route [7]. Pour le présent Projet, comme la vitesse de base retenue est de 60 km/h, nous allons adopter les caractéristiques géométriques suivantes pour le profil en long :

Tableau 19 : Caractéristique du profil en long.

Pente maximale [%]	7
Rayon minimal en angle saillant [m]	1500
Rayon minimal en angle rentrant [m]	1500

III.4.3 Profil en travers.

Le profil en travers d'une chaussée est une coupe perpendiculaire à l'axe de la route de l'ensemble des points définissant sa surface sur un plan vertical. Il en existe 3 types : les profils en travers en remblai, les profils en travers de déblai et les profils mixtes. [7]

Le profil en travers, selon les normes en vigueur "Aménagement des routes principales ; SETRA 1994", est caractérisé, de l'intérieur vers l'extérieur, par :

- la chaussée, au sens géométrique du terme, est limitée par le bord intérieur du marquage de rive et ne comprend pas la surlargeur de structure de chaussée portant ce marquage ;
- l'accotement comprend une bande dérasée constituant une zone de récupération et une berme ;
- la zone de sécurité est composée de la zone de récupération et d'une zone de gravité dépourvue de tout obstacle risquant d'augmenter les conséquences d'une sortie de chaussée.

La dénomination de chacun des éléments mentionnés ci-dessus sont illustrées ci-dessous :

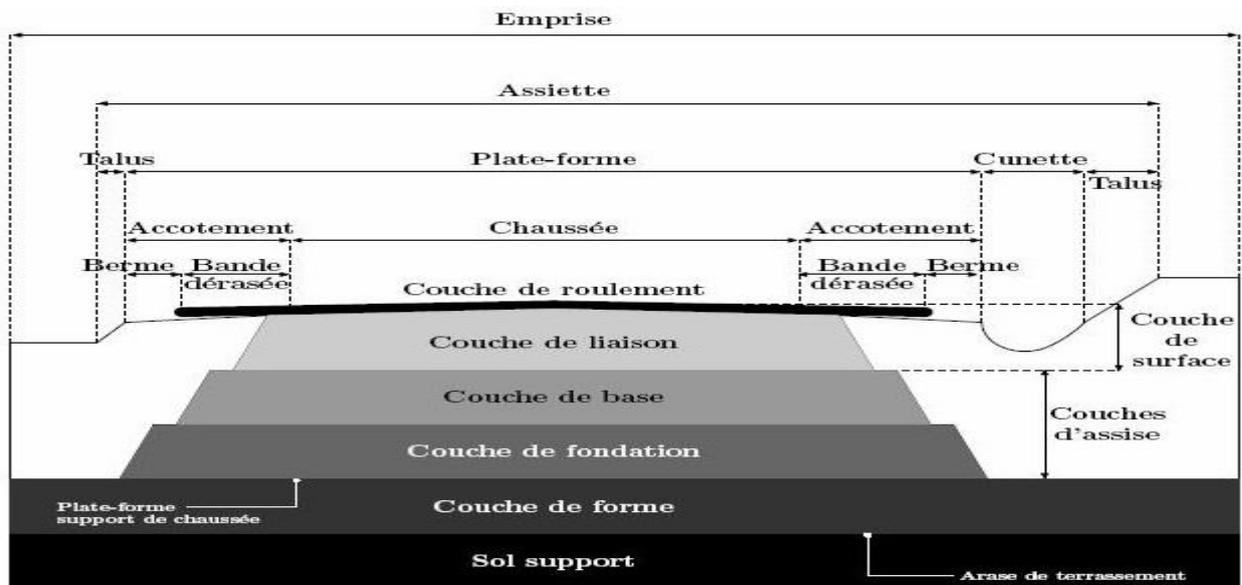


Figure 12 : Les éléments constitutifs de la chaussée.

Pour le présent Projet, les caractéristiques du profil en travers sont les suivantes :

a) Largeur de la chaussée

Avec la largeur de la route actuelle et le niveau de trafic estimé, on va adopter une **chaussée à deux (02) voies**.

Pour permettre que le croisement des véhicules soit aisé, on va retenir une largeur de chaussée de **6,00 m** ; c'est-à-dire que chacune des deux voies a une largeur de **3,00 m**. On estime que cette largeur permettra le croisement des grands véhicules sans qu'ils soient obligés de passer au-dessous de la vitesse de référence.

b) Dévers

Pour assurer la stabilité du véhicule dans les virages, il est nécessaire d'avoir une pente dirigée vers le centre de la courbe appelée dévers pour atténuer la force centrifuge due à la vitesse et à l'accélération du véhicule. [7]

Il est déterminé en fonction du rayon de courbure et de la vitesse de référence. Pour la vitesse de référence de notre Projet qui est de 60 km/h, le tableau ci-dessous montre le dévers en fonction du rayon de courbure :

Tableau 20 : Valeurs du devers en fonction du rayon de courbure.

Rayon de courbure (m)	Sens du devers	Valeur du devers d%
120	Vers l'intérieur du virage	7
120-450	Vers l'intérieur du virage	5
Plus de 450	Vers l'intérieur du virage	2,5

Source : Cours de Géométrie de trafic routier– 3^e Année BTP Vontovorona

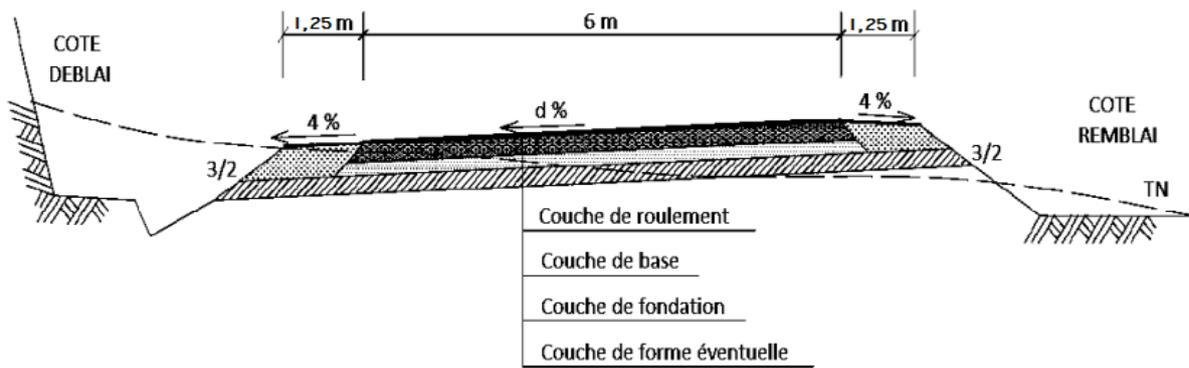


Figure 13 : Profil en travers type en section déversée.

Pente transversale de la chaussée :

Pour faire évacuer les eaux qui stagnent sur la chaussée vers les fossés, il est nécessaire de dresser une pente transversale orientée vers l'extérieur de la route. Nous allons prendre une pente égale à 2,5 %.

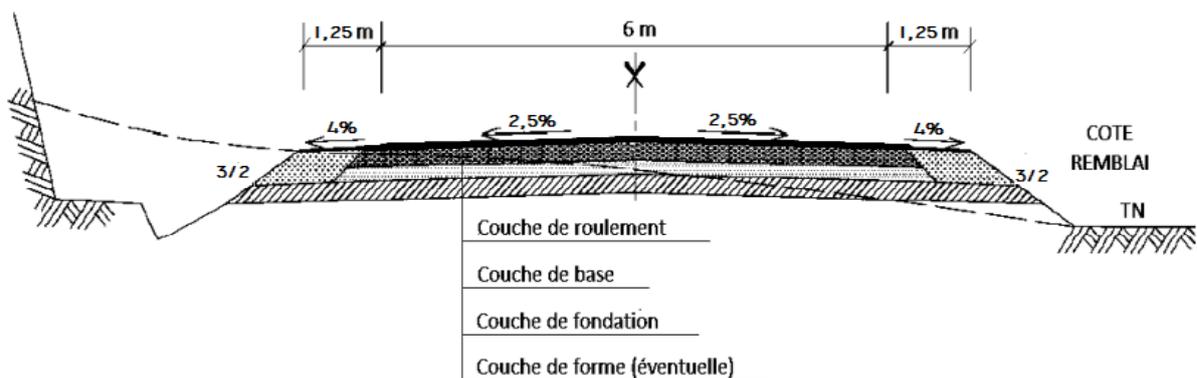


Figure 14 : Profil en travers type en section courante.

c) Accotements :

Les accotements sont composés :

- d'une bande dérasée, de 1,25 m de largeur, située au-delà du marquage de rive, et peut être d'une structure plus légère que la chaussée ;
- d'une berme éventuelle qui se situe à l'extérieur de la bande dérasée, elle aura une largeur de 0,50 m. Son rôle est de supporter certains panneaux de signalisation et les dispositifs de retenue lorsque la berme borde un talus susceptible d'être dangereux pour les automobilistes.

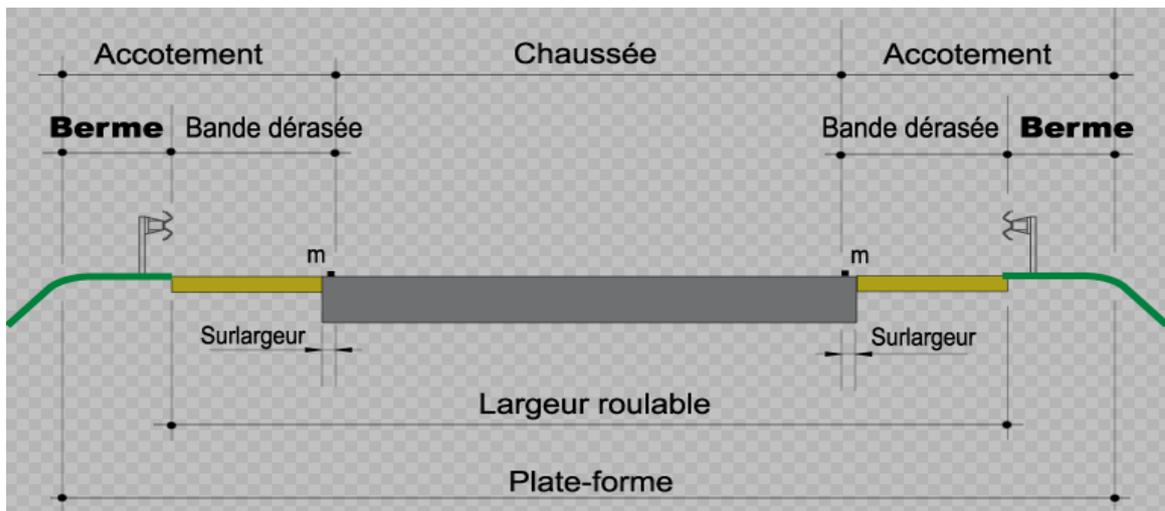


Figure 15: Bande dérasée et berme de l'accotement (Source : Wikipédia).

III.4.3 Les signalisations routières

Les signalisations routières ont pour but d'indiquer sans ambiguïté les parties de la chaussée réservées aux différents sens de la circulation ou à certaines catégories d'usagers, ainsi que, dans certains cas, la conduite que doivent observer les usagers.

Les catégories que nous étudierons contribuent à la réalisation aux « Règles de l'art » de notre aménagement, à savoir :

- les panneaux de signalisation ;
- les balises de virages.

III.4.3.1 Les panneaux de signalisation

Ils seront implantés à chaque point singulier dont par opposition aux sections courantes, les « points singuliers » sont :

- les sections où, en raison de la présence d'un dos-d'âne, d'un virage, ou pour toute autre cause, la distance de visibilité se trouve réduite et constitue un danger pour le dépassement ;
- les sections où les caractéristiques géométriques de la chaussée subissent une variation (rétrécissements, élargissements, intersections...) ;
- de façon générale, tous les points présentant un danger particulier ;
- et les localisations kilométriques et communales (bornes kilométriques et panneaux de localisation).

Des extraits de signaux routiers principalement utilisés seront présentés en *Annexe*.

III.4.3.2 Les balises de sécurité

Il est recommandé, pour baliser les obstacles engageant le gabarit, de les marquer par des bandes alternées bleu foncé (ou noir) et blanc ou par de la peinture blanche rétro réfléchissante. L'emploi de marques rétro réfléchissantes est très souhaitable dans les zones agglomérées même dotées d'un éclairage public et à fortiori dans le cas où l'éclairage n'est pas permanent. Les virages serrés seront donc balisés sur toutes leurs longueurs.

Chapitre IV : ETUDE DE TRAFIC

Le trafic est la circulation de véhicules sur une route donnée. Partant du principe que les routes à fort trafic se dégradent plus rapidement, l'étude du trafic semble être indispensable au dimensionnement de chaussée.

Il existe deux catégories de véhicule :

- ✚ Véhicule léger (VL) : véhicule qui a moins de 3,5 tonnes ;
- ✚ Poids lourds (PL) : véhicule supérieur ou égal à 3,5 tonnes.

Et à savoir que selon le ministère des Travaux Publics, les catégories des véhicules sont classées dans le tableau suivant :

Tableau 21 : Catégories de véhicules.

Catégorie	Type
A	Véhicules particuliers
B	Transport en commun : familiales, moins de 3,5T
C	Camion et autocar entre 3,5T et 10T
D	Camion et autocar supérieur à 10T à un essieu
E	Camion supérieur à 10T à deux essieux arrière
F	Poids lourds avec remorque, trains double et articulés

Source : MTP

L'étude consiste à déterminer les véhicules qui passent par la route dans le passé, le présent et à estimer le trafic induit par la construction de la route.

IV.1 TRAFIC PASSÉ

C'est le nombre de véhicules qui passent sur la route. Le comptage a été fait à l'année 2006 dans la RN9. Il permet de déterminer le taux de croissance pour estimer le trafic futur.

Tableau 22 : Comptage 2006.

Section	Dabara-Mandabe		Mandabe-Manja		Manja-Bevoay		Total
	VL	PL	VL	PL	VL	PL	
2006	20	11	33	9	10	2	85

Source : ARM 2006

IV.3 TAUX DE CROISSANCE DU TRAFIC

Pour déterminer le trafic futur, il faut tout d'abord connaître le taux de croissance du trafic à partir des deux données obtenues par les deux tableaux ci-dessus.

Le taux de croissance se calcule par la formule :

$$\tau = \frac{100}{n} \left(\frac{T_n}{T_0} - 1 \right) \quad (3)$$

Avec :

- ✚ $T_n = 119$: trafic journalier à l'année 2012
- ✚ $T_0 = 85$: trafic journalier à l'année 2006
- ✚ $n = 6$: différence entre l'année des deux trafics

On a alors $\tau = 6,667\%$.

Pour des raisons de sécurité, nous allons prendre $\tau = 7\%$, parce que l'exécution de la route engendre une augmentation du trafic.

IV.2 TRAFIC ACTUEL

C'est le nombre de véhicule qui passe tous les jours sur la route dans le cas des deux catégories à l'année 2012. Il est à noter que la RN9 devient presque inaccessible dans de nombreux tronçons pendant la saison de pluie.

Tableau 23 : Comptage 2012.

Section	Dabara-Mandabe		Mandabe-Manja		Manja-Bevoay		Total
	VL	PL	VL	PL	VL	PL	
2012	25	14	54	12	12	2	119

Source : ARM 2012

IV.4 TRAFIC FUTUR

IV.4.1 Projection de trafic normal

Le taux d'accroissement étant connu pour un moment donné, on peut alors calculer les divers trafics dans les années à venir.

On a :

$$T = T_0(1 + \tau)^n \quad (4)$$

Avec :

- ✚ T : trafic journalier à l'année n

✚ T_0 : trafic journalier pris comme origine de base ;

✚ n : nombre de l'année voulue.

Ainsi,

Tableau 24 : Résultats de projection de trafic

Section	Dabara - Mandabe		Mandabe - Manja		Manja - Bevoay		VL	PL
	VL	PL	VL	PL	VL	PL		
2012	25	14	54	12	12	2	91	28
2017	35	20	76	17	17	3	128	40
2018	38	21	81	18	18	3	137	42
2022	49	28	106	24	24	4	179	56
2027	69	39	149	33	33	6	251	78
2033	104	58	224	50	50	8	378	116

IV.2.2 Trafic Induit

Après la mise en service, d'autres véhicules vont circuler sur la route. La somme de ces véhicules induits par l'aménagement de la route constitue le trafic induit [8]. L'estimation de ce trafic induit après la réalisation du projet est prise égale à 10 %.

Tableau 25 : Trafic induit.

Section	Dabara - Mandabe		Mandabe - Manja		Manja - Bevoay		VL	PL
	VL	PL	VL	PL	VL	PL		
2012	3	1	5	1	1	0	9	2
2017	4	2	8	2	2	0	14	4
2018	4	2	8	2	2	0	14	4
2022	5	3	11	2	2	0	18	5
2027	7	4	15	3	3	1	25	8
2033	10	6	22	5	5	1	37	12

IV.4.3 Trafic détourné

Après la réhabilitation de la route, un certain trafic sur la RIP 111 qui relie Morondava et Manja vont être détourné sur la RN9 alors le trafic induit aura un pourcentage important dans le trafic total. Ainsi, le trafic généré sera évalué à 25% du trafic normal. Le tableau ci-dessous donne le trafic détourné. [8]

Tableau 26 : Trafic détourné.

Section	Dabara - Mandabe		Mandabe - Manja		Manja - Bevoay		VL	PL
	VL	PL	VL	PL	VL	PL		
2012	6	4	14	3	3	1	23	8
2017	9	5	19	4	4	1	32	10
2018	10	5	20	5	5	1	35	11
2022	12	7	27	6	6	1	45	14
2027	17	10	37	8	8	2	62	20
2033	26	15	56	13	13	2	95	30

IV.4.4 Trafic total

La somme de ces trafics permet de déterminer le trafic total et qui nous donne une valeur précise sur le choix et les variantes de structure de la chaussée.

Tableau 27 : Trafic total.

Section	Dabara - Mandabe		Mandabe - Manja		Manja - Bevoay		Total	
	VL	PL	VL	PL	VL	PL	VL	PL
2012	34	19	73	16	16	3	123	38
2017	48	27	103	23	23	4	174	54
2018	52	28	109	25	25	4	186	64
2022	66	38	144	32	32	5	242	75
2027	93	53	201	44	44	9	338	106
2033	140	79	302	68	68	11	510	158

IV.5 REPARTITION DU TRAFIC

La méthode de dimensionnement d'une chaussée à Madagascar nécessite la répartition du trafic. On doit connaître si le trafic est à répartition normale TN ou un trafic à répartition lourd TL. Pour ce, il est nécessaire de connaître le trafic corrigé qui est donné par la formule suivante :

$$N' = \alpha\beta N \quad (5)$$

- N' : trafic corrigé ;
- α : coefficient correcteur de l'accroissement ;
- N : trafic journalier des poids lourds PL.
- β : coefficient correcteur de la durée de vie ; La valeur de α et β est donné par les deux tableaux suivants :

Tableau 28 : Paramètre β par rapport à la durée de vie.

Durée de vie (année)	β
8	0,36
10	0,50
15	1,00
25	1,80

Source : Cours de Route 2 (2015)

Tableau 29 : Paramètre α par rapport au taux d'accroissement du trafic.

Taux d'accroissement du trafic (%)	α
6	0,73
7	0,79
8	0,85
10	1,00
12	1,17
15	1,50

Source : Cours de Route 2 (2015)

La durée de vie de notre chaussée est estimée à 15 ans alors, on a $\beta = 1$.

Comme le taux d'accroissement du trafic est 7, on a $\alpha = 0,79$

$$\text{Ainsi : } N' = 0,79 \times 1 \times 64$$

$$\text{Soit } N' = 51 \text{véhicules/jour/2sens}$$

On a alors la proportion des poids lourds PPL

$$\text{PPL} = \frac{N'}{N_T} \times 100 \text{ avec } N_T : \text{trafic journalier actuel de la chaussée.}$$

$$\text{PPL} = \frac{51}{248} \times 100 = 19,7\%$$

Pour conclure, on a un trafic à répartition normale car la proportion des poids lourds PPL est inférieure à 30%. (C'est-à-dire (e que l'on utilise l'abaque de classe TN)

Comme le seuil de bitumage est de 250 véhicules dans les deux sens par jour minimum, alors notre trafic (trafic total à l'année 2017 : 216 véhicules) ne dépasse encore ce seuil, mais l'aménagement de la route va engendrer une augmentation rapide du trafic à cause des forts potentialités économiques et échanges entre la Région de Menabe (Morondava : chef-lieu de région) et la Région de Sud-Ouest (Toliara comme chef-lieu de Région).

Chapitre V : ETUDE DES MATÉRIAUX

La reconnaissance des sols est indispensable pour tout projet routier. Dans ce chapitre, nous allons développer tout ce qui concerne les matériaux que ce soient pour remblai, couche de forme, couche de fondation, couche de base ou pour couche de roulement. Ainsi nous allons, en premier lieu, donner les spécifications respectives exigées pour chaque couche ; ensuite, nous allons relever les gisements meubles et rocheux localisés sur notre itinéraire ou à proximité et enfin, nous allons voir lesquels des gisements relevés répondent aux spécifications. Ce chapitre parle également de provenance des Matériaux, des résultats des sondages et des essais effectués au laboratoire

V.1 CRITERES GÉOTECHNIQUE

V. 1.1 Essais sur les granulats :

Afin de déterminer les caractéristiques géotechniques des matériaux sur les échantillons prélevés in situ, de divers essais doivent être effectués au sein d'un Laboratoire. Dans le cas ici présent, le Laboratoire chargé de cette fonction s'agit du LNTPB.

- Pour les échantillons de matériaux meubles :
 - ✚ Essais d'identification complète : Analyse granulométrique, Limites d'Atterberg, Teneur en eau, Poids spécifique ;
 - ✚ Essais Proctor Modifié ;
 - ✚ Essais de portance CBR.
- Pour les échantillons de matériaux rocheux :
 - ✚ Essais de dureté au choc : LA ;
 - ✚ Essais de dureté à l'usure : MDE ;
 - ✚ Détermination du Coefficient d'aplatissement (CA).

V.1.1.1 Granulométrie par tamisage : NF P 94-056

L'objectif est de déterminer la différence des particules d'un sol suivant leur dimension. Elle est adaptée à l'élément supérieur à 80 μ m par fractionnement en plusieurs catégories de grains de taille décroissante par tamisage. A la fin de l'essai, on établit des fiches et courbe granulométrique selon la distribution pondérale des grains.

V.1.1.2. Limites d'Atterberg : NF P 94-051

L'essai consiste à déterminer les différents états du sol à différente teneur en eau. Elle s'effectue en deux phases :

- ✚ Limite de liquidité : l'objectif est de déterminer la teneur en eau du sol marquant le passage de l'état liquide à l'état plastique. On cherche la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol remanié placé dans une coupelle doit se refermer sur à peu près un centimètre sous l'effet de 25 coups.
- ✚ Limite de plasticité : l'essai consiste à déterminer la teneur en eau du sol marquant le passage de l'état plastique à l'état solide. On recherche la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol de 3 mm de diamètre et 10 cm de long, de dimension fixée et confectionnée manuellement, se fissure quand on la soulève en son centre.

V.1.1.3. Essais Proctor modifiés : NF P 94-093

Il s'agit de déterminer la valeur de densité γ_d max et de la teneur en eau optimale notée WOPM. Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle.

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

V.1.1.4. Essais de portance CBR : NF P 94-078

Il s'agit de déterminer l'indice portant ICBR à 4 jours d'immersion ainsi que le gonflement relatif de l'échantillon. Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

V.1.1.5. Essais de dureté Los Angeles : NF P 18-573

Il s'agit de déterminer la résistance à la fragmentation par chocs d'un échantillon de granulats. L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm, produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés dans la machine Los Angeles. Le matériau est soumis à l'essai selon la classe adéquate au besoin. Le rapport de la masse de matériau soumis à l'essai et la masse des éléments inférieurs à 1,6 mm donne le coefficient Los Angeles de la roche.

V.1.1.6. Essais d'usure Micro Deval humide : NF P 18-572

Il s'agit de déterminer la résistance à l'usure par frottement entre les granulats et une charge abrasive dans un cylindre en rotation dans des conditions définies, et en présence d'eau. La prise

d'essais constituée par des granulats de classe choisie, est placée avec une charge constituée de billes d'acier de 10 mm de diamètre dans un cylindre métallique. Le pourcentage en poids de ces éléments fins produits au cours de l'essai représente le coefficient d'usure Micro-Deval (MDE).

V.1.1.7. Coefficient d'aplatissement : NF P 18-561

Il s'agit de déterminer la proportion des éléments plats dans le granulat. En effet trop d'éléments plats risquent de changer la granulométrie lors de la mise en œuvre. L'essai consiste à effectuer une double analyse granulométrique sur un même échantillon de granulat dont l'une à travers une série de tamis à ouverture carrée et l'autre à travers une série de grille à fentes parallèles. L'échantillon de calibre d/D sera divisé en plusieurs sous classes d_i/D_i telles que $D_i=1,25d_i$ et par la suite ces dernières sont passées au grille à fente d'écartement $e_i = 1,58$. Le coefficient d'aplatissement (CA) est obtenu du rapport de la somme masse des passants à la grille de chaque écartement correspondant et celle des sous classes granulaires.

V.1.2. Essais sur les liants hydrocarbonés

En construction routière, le Bitume est le liant hydrocarboné utilisé. En fait, il sert à la réalisation des matériaux d'enrobé additionné aux granulats spécifiques. Les essais décrits par la suite permettent principalement de caractériser le Bitume.

V.1.2.1. Pénétrabilité à l'aiguille : EN 1426

Il s'agit de déterminer la profondeur d'enfoncement exprimée en dixième de millimètre d'une aiguille normalisée de 1mm de diamètre sous une charge ponctuelle de 100g appliquée pendant 5sec à la température de 25°C sur le bitume pur. L'appareil normalisé utilisé est le Pénétrömètre à bitume.

V.1.2.2. Point de ramollissement Bille et Anneau : EN 1427

Il s'agit de déterminer la température à laquelle un disque de bitume coulé dans un anneau de diamètre 15mm placé dans un bain d'eau chauffé à vitesse constante de 5°C/min laisse tomber une bille d'acier de 3,5kg placé sur son dessus après qu'il ait ramolli sous l'élévation de la température. La poche de bitume formée se caractérise par une hauteur bien définie. Cette température est appelée Température Bille Anneau (TBA).

V.1.2.3. Densité relative : NF T 66-007

L'appareil utilisé est un pycnomètre de 20 à 30ml qu'on remplit d'eau distillée à 25°C placé dans un bain d'eau à la même température et pesé. Il s'agit ensuite de déterminer le rapport de la masse entre l'introduction de bitume pur de 25°C dans le pycnomètre et celle de l'eau.

V.1.2.4. Résistance au durcissement RTFOT (Rolling Thin Film Over Test) : EN 12607-1

Il s'agit de simuler le vieillissement du bitume pur pendant la fabrication et la mise en oeuvre des enrobés. Le bitume est soumis en film mince dans un cylindre tournant horizontalement à un courant d'air de 163°C pendant 75min ; on en déduit après la variation en pourcentage de la masse de l'échantillon, le point de ramollissement, la TBA et la pénétrabilité. Une évolution importante de ces dernières traduit une sensibilité effective au vieillissement du bitume.

V.1.2.5. Point éclair : EN 22592

Il s'agit de déterminer la température à laquelle une incandescence de 2°C fait enflammer les vapeurs influant d'un échantillon de bitume pur chauffé à une température s'élevant de 5°C/min dans un récipient cylindrique appelé Vase Cleveland.

V.1.2.6. Teneur en eau : NF T 66-023

La mesure de la teneur en eau s'applique dans la caractérisation des émulsions de bitume. Il s'agit de déterminer la teneur en eau de la phase aqueuse par distillation dans des conditions normalisées et de Ph.

V.1.2.7. Indice de rupture : NF T 66-017

L'indice de rupture est une spécification propre aux émulsions de bitume. Il s'agit de mesurer le poids des fines siliceuses normalisées qu'on introduit régulièrement dans 100g d'échantillon d'émulsion qui conduit à l'agglomération du bitume et de l'émulsion.

V.1.2.8. Le pseudo viscosité : NF T 66-016

Elle est évaluée avec le Viscosimètre STV ou avec le Viscosimètre Engler à 200cm³/20°C. Il s'agit de mesurer le temps d'écoulement de 200cm³ d'émulsion à 20°C et à le diviser par le temps d'écoulement de 200cm³ d'eau.

V.2 SPÉCIFICATIONS TECHNIQUES DES MATÉRIAUX

V.1.1 Remblai

Les qualités requises d'un sol pour remblai sont données dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Spécification des matériaux pour remblai.

Essais	Spécifications	
	Corps de remblai	Tête de remblai
Granulométrie	$D_{max} < 50\%$ $\% fines < 50\%$	
Limite d'Atterberg	$W_l < 60\%$ $I_p < 25$	$W_l < 50\%$ $I_{pl} < 20$
CBR à 95% OPM	> 5	> 15
Gonflement relatif	$< 1,5\%$	$< 1,0\%$

Source : Cours de Géotechnique Routière – 3^è Année BTP Vontovorona.

V.1.2 Couche de fondation

La couche de fondation encaisse une partie des pressions verticales transmises par la couche de base et répartit l'autre partie vers le sol support.

Elle doit avoir alors au moins :

- CBR à 95% de l'OPM et à 4 jours d'imbibition supérieure ou égale à 30 ;
- Indice de plasticité : $I_p < 12$;
- Pourcentage des fines : $10 < F < 35$;
- Poids volumique γ_{dmax} à l'OPM $> 20 \text{ kN/m}^3$.
- Gonflement linéaire : $G \leq 1\%$

V.1.3 Couche de base

La couche de base disperse les charges transmises à la couche de fondation. Les matériaux utilisés pour la couche de base doivent être insensible à l'eau, alors l'idéal serait la Grave Concassée Non Traitée (GCNT) ou le Tout Venant de Concassage (TVC).

Pour ce projet, le matériau utilisé est la GCNT 0/315 dont les caractéristiques sont les suivants :

- Coefficient Micro-Deval en présence de l'eau : $MDE < 25$
- Coefficient Los Angeles : $LA < 40$
- Equivalent de sable : $ES \geq 50$
- Coefficient d'aplatissement : $CA \leq 25$

V.1.4 Imprégnation cloutée

Par définition, la couche d'imprégnation ou de collage est une couche constituée par une pellicule de liant hydrocarboné répandue sur une couche de chaussée, de façon à assurer une bonne adhérence entre cette couche et celle sous-jacente. Les émulsions cationiques sont les principaux matériaux utilisés pour cette couche à Madagascar.

Le but recherché est essentiellement d'assurer une bonne adhérence entre deux couches de chaussée et par conséquent d'éviter tout glissement à l'interface et d'assurer la continuité de l'ensemble.

Les spécifications des émulsions utilisées selon leurs classes sont les suivantes :

Tableau 31 : spécifications des émulsions.

CARACTERISTIQUES	Rapide			Semi-Rapide			Lente			Surstabilisée	
	CLASSES			CLASSES			CLASSES			CLASSES	
	ECR 60	ECR 65	ECR 69	ECM 60	ECM 65	ECM 69	ECL 55	ECL 60	ECL 65	ECS 55	ECS 60
Teneur en eau (%)	39 à 41	34 à 36	30 à 32	39 à 41	34 à 36	30 à 32	44 à 46	39 à 41	34 à 36	44 à 46	39 à 41
Pseudo viscosité Engler à 25°C (s)	2 à 5	>6	-	>2	>6	-	>15	2 à 15	>6	< 15	>2
Pseudo viscosité STV à 25°C (diamètre de l'orifice d'écoulement 4mm) (s)	-	-	>9	< 18	-	>9	-	-	-	-	< 18
Homogénéité : - particule supérieur à 0,63mm - particule comprises entre 0,63mm et 0,16mm -Stabilité au stockage par décantation	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1
	<0.2 5	<0.2 5	<0.2 5	<0.2 5	<0.2 5	< 0.25	< 0.25	< 0.25	< 0.25	< 0.25	< 0.25
	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5
Adhésivité : - émulsion à stockage limité 1ère partie de l'essai 2ème partie de l'essai - émulsion Stockable	≥ 90	≥ 90	≥ 90	≥ 90	≥ 90	≥ 90	-	-	-	-	-

Suite .Tableau 32 : spécifications des émulsions.

CARACTERISTIQUES	Rapide			Semi-Rapide			Lente			Surstabilisée	
	CLASSES			CLASSES			CLASSES			CLASSES	
	ECR 60	ECR 65	ECR 69	ECM 60	ECM 65	ECM 69	ECL 55	ECL 60	ECL 65	ECS 55	ECS 60
	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 75	-	-	-	-	-
Indice de rupture	< 100	< 100	< 100	80 à 140	80 à 140	80 à 140	< 120	< 120	< 120	-	-
Stabilité au Ciment	-	-	-	-	-	-	-	-	-	≤ 2	≤ 2
Charge des Particules	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)	(+)

Source : Norme NF T 65-011

Une couche d'imprégnation ECR 65 sera répandue à raison de 1,2 kg/m² entre la couche de base et la couche de revêtement. La couche d'imprégnation sert à imperméabiliser la couche de base en cas de départ de la couche de roulement. L'ECR 65 sera suivie d'un répandage de gravillon 6/10.

V.1.5 Couche de roulement

Les Enrobés constituent essentiellement les produits utilisés en couche de roulement ou de revêtement. Cette dernière est la couche superficielle de la chaussée destinée à recevoir le trafic. Explicitement, elle :

- ✚ Subit les agressions pneumatiques : la force verticale de poinçonnement et la force tangentielle d'accélération ou de freinage des véhicules ;
- ✚ Supporte les conditions climatiques : intempéries : chaleur intense pluies, etc. ...

La couche est composée d'agrégats liés au liant hydrocarboné. Les spécifications de chaque composante seront données par la suite.

V.1.5.1 Les granulats

Les granulats utilisés pour Enrobé doivent suivre les spécifications techniques suivantes, utilisées selon le cas de dimensionnement à faire en fonction du trafic :

- Calibres : 0/2, 0/10, 2/4, 4/6, 6/10, 10/14 ;

- Matières organiques : Mo% = 0% ;
- Los Angeles : LA < 35 ;
- Micro Deval en présence d'Eau : MDE < 25 ;
- Adhésivité au liant : Adhésivité > 90% (20°C) ;
- Coefficient d'Aplatissement : CA < 15 ;

Remarquons que pour ces matériaux, on doit en faire objet de contrôle tous les 1 500 m³ de matériaux exploités.

V.1.5.2 Le bitume pur

Le bitume est fabriqué par distillation de pétrole brut sélectionné. De nombreuses qualités sont fabriquées en raffinerie de pétrole afin de répondre aux caractéristiques normalisées selon la demande. Ces qualités résultent des proportions et de la composition chimique des constituants du bitume à savoir des micelles d'asphaltène à masse moléculaire élevée, des résines aromatiques et du maltène.

Le tableau suivant résume les spécifications et classe du bitume utilisé en construction routière :

Tableau 33 : Pénétrabilité à 25°C.

SPECIFICATION	UNITE	CLASSE DU BITUME				
		180-220	80-100	60-70	40-50	20-30
Pénétrabilité à 25°C	1/10 mm	180-220	80-100	60-70	40-50	20-30
Point de Ramollissement	°C	34 à 43	42 à 48	46 à 51	50 à 56	52 à 58
Densité relative	-	1,00 à 1,07		1,00 à 1,10		
Perte de masse au Chauffage	%	< 2		< 1		
Point éclair	°C	> 230	> 230	> 230	> 250	> 250
Teneur en paraffine		< 4,5				

Source : Cours MDC 3^è année BTP ESPA.

V.3 PROVENANCE DES MATERIAUX

V.3.1 Gisement meuble

Les gisements meubles sont composés des emprunts et des gîtes. Ces derniers sont différenciés entre eux par les CBR respectifs des matériaux. Pour les emprunts, les matériaux sont tels que $15 \leq CBR \leq 20$, tandis que pour les gîtes, les matériaux sont tels que $CBR \geq 20$. De ces gisements meubles proviennent les matériaux pour remblai, couche de forme et couche de fondation.

D'après les prélèvements effectués par le LNTPB le long de l'axe du Projet, les caractéristiques géotechniques et les localisations des gisements meubles sont figurées dans les tableaux suivants.

Tableau 34 : Localisation des gisement meubles.

N°	Localisation	Coordonnées GPS	Volume exploitable (m ³)	NATURE
G14	PK 385+270 CG	38K 0491097 UTM 76776205	17000	SL jaunâtre
G13	PK 387+033 CG	38K 0490779 UTM 7677970	6400	LS jaunâtre
G12	PK 392+170 CG	38K 0488363 UTM7681526	8000	LS Rougeâtre

Source : LNTPB 2008

Tableau 35 : Caractéristique Géotechnique des gisements meubles.

N°	Nature du sol	Identification				Proctor		CBR 4j à 95%	%Gft	Cubature (m ³)
		ω_{nat}	%fine	ω_L	IP	γ_d (KN/m ³)	ω_{opt} (%)			
G14	SL jaunâtre	3,9	25	27	10	-	-	-	-	17000
	SL jaunâtre	3,2	22	26	10	-	-	-	-	
	SL jaunâtre	0,9	24	27	10	21,5	6,2	34	0,18	
G13	LS jaunâtre	3,2	23	28	10	-	-	-	-	6400
	LS jaunâtre	2,5	22	28	10	-	-	-	-	
	LS jaunâtre	1,2	21	27	10	21,4	6,2	30	0,18	
G12	LS Rougeâtre	5,8	33	34	13	-	-	-	-	8000
	LS Rougeâtre	5,6	33	35	13	-	-	-	-	
	LS Rougeâtre	3,8	35	35	14	20,1	9,1	25	0,61	

Source : LNTPB 2008

De par leurs caractéristiques géotechniques, leurs volumes exploitables et leur proximité, les gisements meubles retenus sont :

✚ Emprunt : G13 ou G14 ;

✚ Gite : G12.

V.2.2 Gisement rocheux

Les gisements rocheux sont les carrières là où sont extraits les granulats destinés à la couche de base et couche de roulement. Le tableau suivant indique la liste des carrières localisées le long du tronçon étudié et leurs caractéristiques :

Tableau 36 : Localisation des gisements rocheux.

Reference	Nature de la roche	LA (10/14)	MDE (10/14)	Cubature (m ³)	Situation	Coordonnées GPS
C7	Syénite microgrenu	48	42	15000	PK 387+800 CG	38K 0490546 UTM7678601
C5	Syénite microgrenu	32	34	1000	PK 400+220 CD	38K 0484798 UTM 7687357
C4	Grès Calcaire	29	39	1000	PK 422 + 563CD	38K 0477950 UTM7707121

Source : LNTPB 2008

V.4 RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE DU TRACÉ

V.4.1 Sondage sous chaussée

Elle a pour but d'établir la qualité des sols de la plateforme en vue de délimiter les sections homogènes pour le dimensionnement de la couche de la chaussée et pour la mise en compacité nécessaire de la plateforme elle-même.

Tableau 37 : Résultats des essais de laboratoire sur les échantillons de la plateforme.

N°	PK	Nature du sol	ω_{nat}	%fine	ω_L	IP	γ_d	ω_{opt}	CBR 4j à 95%	%Gft
PF1	379+941	SL jaunâtre	0,6	19	18	9	21,20	6,6	30	0,21
PF2	389+599	SA grisâtre	8,8	16	16	6	-	-	30	-
PF3	389+952	LS jaunâtre	1,0	19	21	7	19,40	9,3	18	0,22
PF4	395+100	S fin grisâtre	8,3	5	-	-	-	-	18	-
PF5	396+088	SL jaunâtre	1,9	21	15	5	-	-	18	-
PF6	399+253	LS jaunâtre	2,9	30	27	9	18,80	11,4	10	1,27
PF7	402+700	SL jaunâtre	1,6	20	22	8	17,50	12,5	10	0,62

Source : LNTPB 2008

V.4.2 Découpage du tronçon en zone homogènes

Selon la nature du sol sous-chaussée, le tracé est subdivisé en trois (3) zones homogènes indiquées par le tableau ci-dessous :

Tableau 38 : Découpage du tronçon en zone homogènes.

Zones	Localisation		Nature	CBR retenu
	PK début	PK fin		
I	379+941	389+952	SA	30
II	389+952	396+088	LS	18
III	396+088	399+253	SL	10

Ces zones homogènes conduisent au dimensionnement de la chaussée.

V.3.3 Solution d'aménagement des zones homogènes

On propose pour chaque zone homogène de mettre une nouvelle couche de fondation, une nouvelle couche de base et une nouvelle couche de roulement dont on déterminera, par la suite, les épaisseurs et les matériaux. Nous avons établi pour des schémas d'itinéraire d'aménagement (cf. Annexe I) contenant tous les Travaux à effectuer sur chaque kilomètre de route sur chaque zone homogène.

Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSÉE

Le dimensionnement de la chaussée consiste à déterminer l'épaisseur de chaque couche qui la constitue de façon à ce que la contrainte d'exploitation reste inférieure à la contrainte admissible. En effet, le dimensionnement a pour objectif de concevoir une chaussée qui, d'une part, résiste convenablement aux diverses sollicitations auxquelles elle sera soumise tout au long de sa durée de vie, notamment celle engendrée par le trafic. Et d'autre part, elle doit être capable de diffuser l'effort engendré par ce même trafic vers le sol.

VI.1 METHODOLOGIE

Concernant la méthode, il en existe plusieurs pour le dimensionnement d'une chaussée. Parmi ces méthodes, nous allons choisir la méthode LCPC et la méthode LNTPB. Ce sont ces deux méthodes qui sont habituellement utilisées à Madagascar.

Par la suite, ce sont ces deux méthodes qui seront utilisées que ce soit pour la détermination des épaisseurs des différentes couches ou bien pour la vérification des contraintes et déformations.

VI.2 DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE PAR LA METHODE LCPC

VI.2.1 Principe de la méthode LCPC

La méthode de dimensionnement des chaussées SETRA/LCPC est une méthode de type analytique. Elle est caractérisée par une approche rationnelle basée sur un calcul élastique des sollicitations (contraintes et déformations) engendrées dans la chaussée par le passage des charges roulantes.

VI.2.2 Classe de trafic

Le trafic considéré pour la méthode LCPC est le nombre de PL dont la $CU \geq 5 T$. Puisqu'on a un trafic de $PL \geq 3,5 T$, on a recours à un coefficient correcteur K pour pouvoir donner la classe de trafic.

$$PL \text{ de } CU \geq 5T = K \times PL \text{ de } CU \geq 3,5T \quad (6)$$

Tableau 39 : valeurs du coefficient K .

Nature TMJA		Valeur de K
$PL > 9T$		1
$PL > 5T$		1
$PL > 3,5T$		0,8
Tout type de véhicule	$> 1T$	0,1
	$0,5T \text{ à } 1T$	0,07
	$> 0,5T$	0,005

Source : Cours route II 2014

Et selon la largeur de la Chaussée, on a :

$$\text{Donc : } PL \text{ de } CU > 5T = 0,8 \times 32 = \mathbf{26PL/j /sens}$$

Le tableau ci-dessous montre la classe du trafic T_i en fonction du nombre de Poids Lourds par jours par sens :

Tableau 40 : Classification du trafic.

MJA ($CU > 3,5T$)	0	25	50	100	150	300	750	2000		
Classe de trafic T_i	T_5	T_4	-	+	-	+	-	+	-	+
			T_5							
Centre de Class MJA	13	35	85		200		500		1200	

Source : Cours route II 2015

Avec un trafic de $MJA(CU>5T) = \mathbf{26 PL/j/sens}$, la classe du trafic est : **T4**

VI.2.3 Trafic cumulé et nombre d'essieux standards équivalents

Le trafic cumulé est la projection du trafic à l'année de mise en service et pendant toute la durée de vie de la route. Nous déterminons le trafic cumulé par la formule suivante :

$$N_{CU} = C \times MJA \quad (6)$$

Le facteur de cumul C dépend de la durée de vie de la route et du taux d'accroissement du trafic ; il est calculé par la formule suivante :

$$C = 365 \frac{(1 + \tau)^p - 1}{\tau} \quad (7)$$

Nous avons

- τ : taux d'accroissement du trafic annuel pris égal à 7% ;
- p : Durée de vie de la chaussée égale à 15 ans ;

$$\text{Donc } C = 365 \times \frac{(1+0.07)^{15}-1}{0.07} = 9,172 \times 10^3$$

$$\text{D'où : } N_{CU} = 9,172 \times 10^3 \times 26 = 2,935 \times 10^5 PL$$

Le nombre cumulé de poids lourds étant déterminé, nous allons considérer un camion-type qui modélise toutes les catégories d'essieu et de chargement observés. Ce modèle étant affecté du Coefficient d'Agressivité Moyenne (CAM) résultant de l'agressivité des Poids Lourds recensés. Le trafic cumulé des Poids Lourds (NE) sera exprimé en *Essieu Standard Equivalent (ESE)*, en considérant que l'essieu de référence est de 13 T.

Nous avons la formule permettant de calculer le trafic cumulé des Poids Lourds :

$$NE = CAM \times N_{CU} \quad (8)$$

Le CAM est en fonction de la classe de trafic, pour notre cas c'est T4.

Tableau 41 : Coefficient d'agressivité moyenne en fonction de la classe de trafic.

Nombre de PL de $CU \geq 5T$ [MJA]	0 à 25	25 à 50	50 à 85	85 à 150
Classe du trafic	T ₅	T ₄	T ₃	
			T ₃ ⁻	T ₃ ⁺
CAM	0,4	0,5	0,7	0,8

Source : cours route II 2015

D'où $CAM = 0,5$

Ainsi : $NE = 0,5 \times 2,935 \times 10^5 = 1,467 \times 10^5 ESE$

VI.2.4 La plateforme ou sol support

D'après la méthode LCPC, le sol support est classé suivant la valeur du module du sol qui lui-même fonction du CBR.

Tableau 42 : Classification de la plateforme suivant le module du sol.

Classe	PF1	PF2	PF3	PF4
Module [MPa]	20	50	120	200

Pour le dimensionnement des structures de chaussée, la portance à long terme de la plate-forme support de chaussée est déterminée à partir du couple partie supérieure de terrassement (PST) - couche de forme. La plateforme peut être classée selon le CBR de la plateforme support.

Tableau 43 : classe de portance selon le CBR.

Portance du sol p	CBR immédiat	Caractéristiques
0	< 3	Sols peu déformables : incompatibles et non circulables ; Sols fins argileux saturés et à faible densité sèche en place.
1	3 à 6	Sols déformables : Classe A, B, ou C à teneur en eau élevée, réglage difficile (matelassage). Sensible à l'eau d'où la distinction entre 1 et 2.
2	6 à 10	
3	10 à 20	Sols peu déformables : sols fins ou grenus à fortes proportions de fines (A, B ou C) de teneur en eau moyenne ou faible.
4	> 20	Sols très peu déformables : insensibles à l'eau (classe D surtout)

Source : cours route, 2014

D'après la subdivision du tracé en zone homogène, la classe du sol support est donnée par le tableau suivant :

Tableau 44: Subdivision du tracé en zones homogènes.

Zones	Localisation		Nature	CBR	E=5.CBR [Mpa]	Classe	Portance
	PK début	PK fin					
I	379+941	389+952	SA	30	150	PF3	4
II	389+952	398+088	LS	18	90	PF2	3
III	396+088	399+253	SL	10	50	PF2	3

VI.2.5 Détermination de l'épaisseur de chaque couche

VI.2.5.1 La couche de roulement

Pour les chaussées bitumineuses, la couche de roulement est choisie en fonction de la classe du trafic et de la durée de vie de la chaussée. [14]

Tableau 45 : Nature et épaisseur de la couche de roulement.

Classe du trafic	Durée de service	
	Courte	Longue
T_5	ES	ES
$T_3 - T_4$	ES	6BB
T_2	ES ou 4 à 5BB	6BB
T_1	6BB	8BB

Source : Manuel de conception des chaussées à faible trafic LCPC- SETRA,

Nous avons une classe de trafic T4 et une durée de vie longue de 15 ans, on va choisir comme couche de roulement : 6 BB c'est-à-dire Béton Bitumineux de 6 cm d'épaisseur.

Le trafic est faible, de classe T4, et sa durée de vie est de 15ans ; pour assurer la pérennité de l'ouvrage et avec un souci économique à long terme, prenons une épaisseur de 6 cm (6 BBSG 0/10). Le béton bitumineux semi-grenu est un béton bitumineux à chaud utilisé en couche de roulement et de liaison pour les chaussées à moyen et fort trafic. La granularité choisie est un compromis entre une compacité élevée et une texture superficielle suffisamment rugueuse.

Pour plus de précision, la norme NF P 98-130 DE NOVEMBRE 1999 nous informe que dans le choix d'une couche bitumineuse en BBSG 0/10 la classe du bitume est de 35/50.

VI.2.5.2 La couche de base

On va choisir le GCNT comme matériau de la couche de base. Notre trafic est assez faible, de plus, le sol support est suffisamment portant donc l'emploi de GCNT est justifié.

D'une part l'épaisseur de la couche de base est conditionnée par la valeur du trafic cumulé N_{CU} , donnée par le tableau suivant :

Tableau 46 : Epaisseur minimale de la couche de base.

Trafic cumulé	$< 10^5$	$\geq 10^5$
Epaisseur minimale de la couche de base	15	20

Source : Manuel de conception des chaussées à faible trafic LCPC- SETRA,

D'autre part le tableau qui suit renseigne sur le calibre du GCNT :

Tableau 47 : Dimension et CA du GCNT fonction du trafic.

Classe du trafic	BASE			FONDATION			
	T3+	T3-	T4 - T5	T3+	T3-	T4	T5
Dimension de la grave(mm)	0/20	0/20	0/20	0/31,5	0/31,5	0/31,5	0/31,5
Coefficient d'appâtissement	< 30	< 30	< 30	< 30	< 30	< 30	< 30

Source : Manuel de conception des chaussées à faible trafic (LCPC 1981)

Avec $N_{CU} = 2,935 \times 10^5 PL$, et un trafic de classe T4 on va adopter 20GCNT pour la couche de base.

VI.2.5.3 La couche de fondation

Comme matériau de la couche de fondation, nous allons choisir du MS. Pour déterminer l'épaisseur de la couche de fondation, nous avons recours à l'abaque de dimensionnement LCPC (cf. Annexe II). L'épaisseur de cette couche est généralement fonction de la classe de la plateforme, du nombre d'essieux standards et du matériau de la couche de roulement (BB ou ES).

Tableau 48: Epaisseur de la couche de fondation obtenue par l'abaque LCPC.

Classe de plateforme	$h_r(cm)$	$\Delta h_f(cm)$	$h_r + \Delta h_f(cm)$
PF 2	15	5	20
PF3	5	5	10

VI.2.5.4 La couche de forme

Pour les sols supports à CBR inférieur à 10, la structure nécessitera une couche de forme d'épaisseur donnée par l'Abaque. D'après les résultats des sondages sous chaussée, la plateforme de la chaussée est suffisamment de bonne portance. La mise en œuvre d'une couche de forme n'est pas alors forcément nécessaire.

VI.2.6 Résultat du dimensionnement par la méthode LCPC

Le dimensionnement par la méthode LCPC a conduit à la détermination des épaisseurs réelles suivantes :

Tableau 49 : dimensionnement par la méthode LCPC.

Zones	Localisation		Classe	$h_r(cm)$	$h_b(cm)$	$h_f(cm)$ Abaque	$h_{total}(cm)$
	PK début	PK fin					
I	379+941	389+952	PF3	6	20	10	36
II	389+952	398+088	PF2	6	20	20	46
III	396+088	399+253	PF2	6	20	20	46

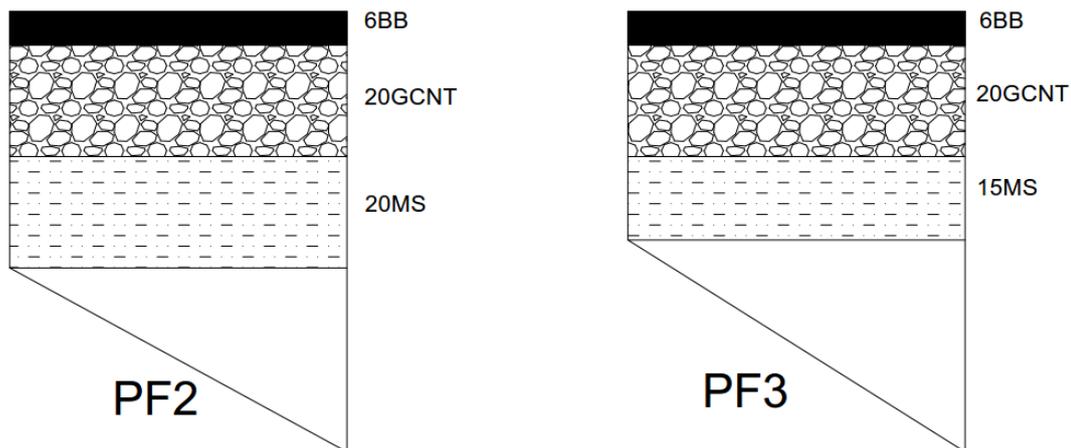


Figure 16 : Structure de la chaussée par la méthode LCPC.

VI.2.7 Vérification des déformations

Cette étape consiste à vérifier si :

- la déformation radiale au niveau du béton bitumineux est admissible ;
- la déformation verticale au niveau du sol support est admissible.

Une vérification de la déformation radiale au niveau du béton bitumineux et de la déformation verticale au niveau du sol support, permet de justifier l'admissibilité de la structure proposée

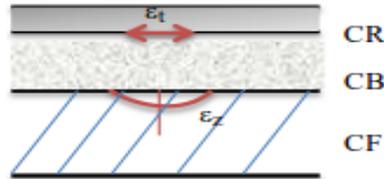


Figure 17 : Déformations radiales et verticales.

VI.2.7.1 Exemple de calcul pour la zone homogène I

Pour effectuer les calculs que la vérification implique, nous allons considérer la zone I parmi les 3 zones homogènes du tronçon. Mais les vérifications de ces autres zones seront récapitulées après.

Les caractéristiques des zones homogènes sont données par le tableau suivant :

Tableau 50 : Caractéristique des zones homogènes.

Zone homogène	Classe	CBR	Module [Mpa]
Zone I	PF3	30	150
Zone II	PF2	18	90
Zone Iii	PF2	10	50

VI.2.7.2 Déformations admissibles (exemple de calcul pour la zone homogène 1)

Données : PF3, CBR=30, Module E=150Mpa

a) Déformation radiale admissible $\varepsilon_{t,adm}$

Le calcul de la déformation radiale admissible se base sur le comportement visco-élastique du matériau ; pour le matériau bitumineux, elle est donnée par la formule :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10^\circ ; 25Hz) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times \sqrt{\frac{E(10^\circ C)}{E(\theta_{\acute{e}q})}} \times K_c \times K_r \times K_s \quad (9)$$

Avec :

- ε_6 : valeur de la deformation (*udef*) a 10^6 cycles, determinee experimentalement en laboratoire a $10^\circ C$ et 25 Hz, et $\varepsilon_6(10^\circ ; 25Hz) = 100 \times 10^{-6} \mu def$
- Pente inverse b tel que $\frac{-1}{b} = 5$ donc $b = -\frac{1}{5}$

- K_c : Coefficient de calage , $K_c = 1,1$
- K_r : Coefficient lié au risque de dispersion

$$K_r = 10^{-Ub\delta}$$

avec :

- U : Variable aleatoire associé au risque , cas de matériaux bitumineux de trafic T4 :

$$U = -0,674$$

- $\delta = \sqrt{[SN^2 + (\frac{cSh}{b})^2]}$

Avec :

- $SN = 0.25$ pour BBSG
- $Sh = 0,01$ car $e_{BB} < 10cm$
- $c = 2m^{-1}$

$$\text{Donc : } \delta = \sqrt{[0.25^2 + \left(\frac{2 \times 0,01}{-\frac{1}{5}}\right)^2]} = 0,27$$

$$\text{Et } K_r = 10^{-0,674 \times \frac{-1}{5} \times 0,27} = 0,92$$

- K_s dépend de la classe de plateforme , Zone homogène de classe PF3, $K_s = 1$
- $E(10^\circ C) = 7200 \text{ Mpa}$
- $\theta_{\acute{e}q} = 25^\circ C$: temperature équivalente des Hautes Terres ,

$E(30^\circ)$: zone cotière

$E(40^\circ C)$: zone desertique

En interpolant on obtient $E(25^\circ C) = 2450 \text{ Mpa}$

Ainsi :

$$\varepsilon_{t,adm} = 100 \times 10^{-6} \times \left(\frac{1,467 \times 10^5}{10^6}\right)^{-\frac{1}{5}} \times \sqrt{\frac{7200}{2450}} \times 1,1 \times 0,92 \times 1$$

$$\varepsilon_{t,adm} = 254,602 \times 10^{-6} m/m = \mathbf{255 \mu\acute{d}éf}$$

b) Déformation verticale admissible $\varepsilon_{z,adm}$

Elle se calcule par la formule

$$\varepsilon_{z,adm} = A \times (NE)^{-0,222} \tag{10}$$

Avec : A : deformation permanente , $A = 16000 \mu\acute{d}éf$

$$\text{D'où , } \varepsilon_{z,adm} = 16000 \times (1,467 \times 10^5)^{-0,222} = \mathbf{1141 \mu\acute{d}éf}$$

VI.2.7.3 Les déformation d'exploitation.

Celles-ci sont obtenues par utilisation des abaques Alizé LCPC (cf. Annexe III et IV) correspondant à un système bicouche. Les abaques donnent les valeurs de $E_2 \varepsilon_t$ et $E_2 \varepsilon_z$ en fonction de E_1/E_2 , et on déduit les valeurs de ε_t et ε_z .

a) Modélisation

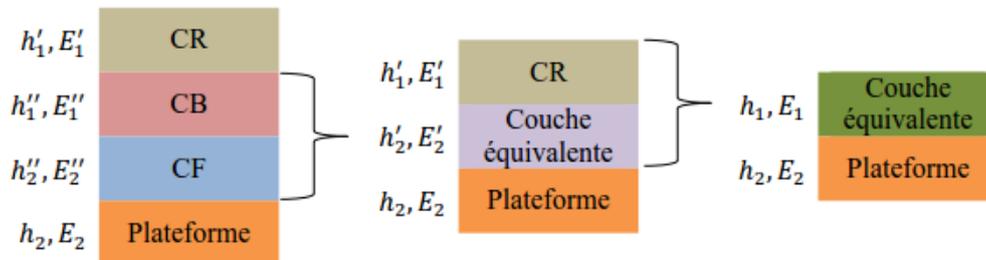


Figure 18: Modélisation des transformations quadricouches à tricouches et tricouches à bicouches.

Avec :

Couche de roulement : $h' = 6cm, E'_1 = 2450Mpa$

Couche de base : $h''_1 = 20cm, E''_1 = 600Mpa$

Couche de fondation $h''_2 = 10cm, E''_2 = 150Mpa$

Plateforme $h_2 = \infty, E_2 = 120Mpa$

b) Transformation du modèle quadricouche en modèle tricouche.

On a le cas de figure suivante :

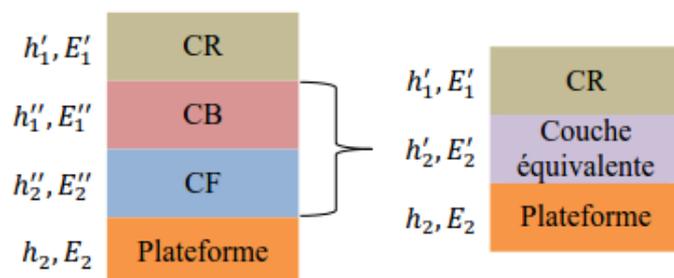


Figure 19 : Transformation du modèle quadri couche en modèle tri couche.

Avec :

- $h'_2 = h''_1 + h''_2 = 10 + 20 = 30cm$
- $E'_2 = n.E''_1$

Où :

$$n = \left[\frac{1 + \frac{\varphi}{\sqrt[3]{k}}}{1 + \varphi} \right]^3 \quad (11)$$

Et : $\varphi = \frac{h''_2}{h''_1}$ et $k = \frac{E''_1}{E''_2}$

Application numérique :

$$\varphi = \frac{10}{20} = 0,5$$

$$k = \frac{600}{150} = 4$$

$$n = \left[\frac{1 + \frac{0,5}{\sqrt[3]{4}}}{1 + 0,5} \right]^3 = 0,77$$

Donc

$$E'_2 = 0,77 \times 600 = 462,15 \text{ Mpa}$$

c) Transformation du modèle tri couche en modèle bicouche.

Nous procéderons de la même manière dans le cas de figure suivant :

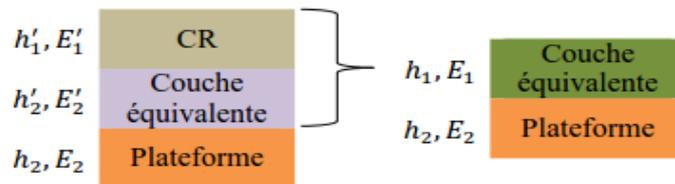


Figure 20 : Transformation du modèle tri couche en modèle bicouche.

Avec :

- $h_1 = h'_1 + h'_2 = 6 + 30 = 36 \text{ cm}$
- $E_1 = n \cdot E'_1$

Application numérique :

$$n = \left[\frac{1 + \frac{\varphi}{\sqrt[3]{k}}}{1 + \varphi} \right]^3$$

Et : $\varphi = \frac{h'_2}{h'_1}$ et $k = \frac{E'_1}{E'_2}$

$$\varphi = \frac{30}{6} = 5$$

$$k = \frac{2450}{462,15} = 5,30$$

$$n = \left[\frac{1 + \frac{5}{\sqrt[3]{5,30}}}{1+5} \right]^3 = 0,268$$

Ainsi :

$$E_1 = 0,268 \times 2450 = 656,17 \text{ Mpa}$$

Nous avons obtenu ainsi le modèle bicouche suivante :

$h_1 = 36 \text{ cm}$	Couche équivalente
$E_1 = 656,17 \text{ Mpa}$	
$h_2 = \infty$	Plateforme
$E_2 = 150 \text{ Mpa}$	

Figure 21: Modèle bi couche.

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{656,17}{150} = 4,374$$

Ainsi après lecture des abaques Alizés LCPC , on a :

$$E_2 \varepsilon_t = 0,32 \text{ et } E_2 \varepsilon_z = 0,95$$

On en déduit que :

$$\varepsilon_t = \frac{0,32}{1500} = 213 \times 10^{-6} \text{ m/m} = 213 \mu\text{déf}$$

$$\varepsilon_z = \frac{0,95}{1500} = 633 \times 10^{-6} \text{ m/m} = 633 \mu\text{déf}$$

d) Conclusion.

$$\varepsilon_t = 213 \mu\text{déf} \leq \varepsilon_{tadm} = 255 \mu\text{déf}$$

$$\varepsilon_z = 633 \mu\text{déf} \leq \varepsilon_{zadm} = 1141 \mu\text{déf}$$

Les déformations radiales et verticales sont admissibles. Ainsi, la structure de chaussée obtenue par la méthode de dimensionnement LCPC est donc convenable pour la zone homogène I.

VI.2.7.4 Résultat de la vérification de déformations pour chaque zone homogène.

Le tableau qui suit est le récapitulatif du résultat de la vérification de déformations pour chaque zone homogène :

Tableau 51 : Récapitulation de la vérification de déformations.

Zones homogènes	Classe	Module [Mpa]	Déformations radiales [$\mu\text{déf}$]		Déformations verticales [$\mu\text{déf}$]		Conditions
			ϵ_t	ϵ_{tadm}	ϵ_z	ϵ_{zadm}	
I	PF3	150	213 $\mu\text{déf}$	255 $\mu\text{déf}$	633 $\mu\text{déf}$	1141 $\mu\text{déf}$	Vérifiée
II	PF2	90	211 $\mu\text{déf}$	231 $\mu\text{déf}$	600 $\mu\text{déf}$	1141 $\mu\text{déf}$	Vérifiée
III	PF2	50	220 $\mu\text{déf}$	231 $\mu\text{déf}$	820 $\mu\text{déf}$	1141 $\mu\text{déf}$	Vérifiée

VI.3 DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSÉE PAR LA MÉTHODE LNTPB

VI.3.1 Epaisseur équivalente

Théoriquement, l'épaisseur équivalente est définie par la formule :

$$e_{eqLNTPB} = \frac{3e_{eqAI} + e_{eqRRL66}}{4} \quad (12)$$

Avec :

- $e_{eqLNTPB}$: épaisseur équivalente obtenue par la méthode LNTPB ;
- $e_{eqRRL66}$: épaisseur équivalente obtenue par la méthode RRL.
- e_{eqAI} : épaisseur équivalente obtenue par la méthode Asphalt Institute ;

Mais pratiquement, la détermination de l'épaisseur équivalente se fait par lecture d'abaque qui est fonction du trafic et du sol de plateforme. On distingue deux types d'abaques selon le pourcentage des Poids Lourds dans le trafic :

- ✚ l'abaque de classe TN pour un trafic à répartition normale des Poids Lourds (% $PL \leq 30\%$);
- ✚ l'abaque de classe TL pour un trafic à forte répartition des Poids Lourds (% $PL > 30\%$).

VI.3.2 Pourcentage des poids lourds

D'après ce que nous avons vu précédemment (Cf : Chapitre IV), la proportion des poids lourds est :

$$PPL = \frac{N'}{N_T} \times 100 \quad (14)$$

Avec

N_T : trafic journalier actuel de la chaussée.

N' : Trafic corrigé des Poids Lourds ;

$$PPL = \frac{51}{248} \times 100 = 19,7\% < 30\%$$

De ce fait, le trafic est à répartition normale (TN).

VI.3.3 Epaisseur équivalente e_{eq}

L'abaque est en fonction de deux paramètres :

- le trafic corrigé des Poids Lourds N' ;
- et le CBR du sol support.

Les épaisseurs équivalentes de chaque couche sont résumées dans le tableau ci-après, après lecture de l'Abaque de dimensionnement avec un trafic à répartition normale (TN) présenté en Annexe V :

Tableau 52 : Valeurs de l'épaisseur équivalente pour chaque zone homogène.

Zone	CBR	Epaisseur équivalente(cm)
Zone I	30	19,1
Zone II	18	22,4
Zone III	10	27,4

VI.3.4 Calcul des épaisseurs réelles de chaque couche

L'épaisseur équivalente en fonction de l'épaisseur réelle de chaque couche est obtenue par la relation suivante :

$$e_{eq} = a_f h_f + a_b h_b + a_r h_r \quad (15)$$

Avec :

- a_f, a_b, a_r : Coefficients d'équivalence des matériaux respectivement de la couche de roulement, de la couche de base et de la couche de fondation ;
- h_r, h_b, h_f : Epaisseurs réelles respectives de chaque couche.

La méthode consiste à calculer l'épaisseur d'une couche en se donnant celles des deux autres tous en respectant les épaisseurs minimales. Dans cette étude, l'épaisseur de la couche de roulement et celle de la couche de base seront fixées ; celle de la couche de fondation se calculera alors par la formule :

$$h_f = \frac{e_{eq} - (a_b h_b + a_r h_r)}{a_f} \quad (16)$$

VI.3.5 Choix des matériaux

Pour la structure de la nouvelle chaussée, on va adopter les matériaux suivant les couches respectives :

- ✚ Couche de fondation : on utilisera du Matériau Sélectionné (MS) vu son abondance et sa proximité par rapport à l'axe du Projet ;
- ✚ Couche de base : on choisit la Grave Concassée Non Traitée (GCNT) parce que c'est un matériau relativement moins cher ;
- ✚ Couche de roulement en Enduit Superficiel Bicouche (ESb) parce que le trafic à l'année de mise en service est classé faible (248 véhicules) et n'atteint pas encore le seuil de bitumage de 250 véh/j mais s'accroît progressivement.

VI.3.6 Coefficient d'équivalence des matériaux

Les coefficients d'équivalence des matériaux sont déduits des essais AASHO. Ils sont fonction du module d'élasticité E_i du matériau i et se calcule par la formule empirique :

$$a_i = \sqrt[8]{\frac{E_i}{5000}} \quad (17)$$

Où :

- a_i : coefficient d'équivalence du matériau i
- E_i (Mpa) : Module d'élasticité du matériau

Ainsi, selon les matériaux, la valeur de ces coefficients sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau 53 : Coefficients d'équivalence selon les matériaux.

Matériaux		Coefficient d'équivalence
ESb		1,00
BB/EDC		2,00
GB		1,50
GCNT		1,00
MS	$CBR > 40$	0,75
	$30 \leq CBR \leq 40$	0,70
	$20 \leq CBR \leq 30$	0,60
	$15 \leq CBR \leq 20$	0,50

Source : cours route II- 4^è Année BTP Vontovorona

Donc, pour :

- ✚ Couche de roulement : D'après le chapitre auparavant, le trafic corrigé N' dans les 2 sens de 39PL/jours conduit à choisir comme couche de roulement l'enduit superficiel bicouche. Ce qui donne d'après le tableau ci-dessus $a_r = 1$
- ✚ Couche de base : La couche de base étant la GCNT 0/31⁵ revient à prendre comme valeur de coefficient d'équivalence pour cette couche $a_b = 1$

- ✚ Couche de fondation : Finalement, l'utilisation de MS pour cette couche facilite le transport et ainsi la mise en œuvre. Et également, le projet sera économique vu l'abondance des gîtes environnant le tracé. De ce fait $a_f = 0,7$

Le coefficient d'équivalence de chaque couche est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 54 : Coefficient d'équivalence de chaque couche.

Couche	Nature	Coefficient	Valeur du coefficient
ROULEMENT	Esb	a_r	1
BASE	GCNT	a_b	1
FONDATION	MS	a_f	0,7

VI.3.7 Epaisseurs minimales cas de la zone homogène 1

L'épaisseur minimale de la couche de roulement dépend uniquement du trafic tandis que celle de la couche de base dépend du trafic et de la valeur du CBR de la couche de fondation .Le tableau suivant donne les valeurs des épaisseurs minimales :

Tableau 55 : Epaisseurs minimales des couches de roulement et de la couche de base.

Couche	Trafic N (véhic/j)	CBR de la CF	Epaisseur minimale (cm)	Matériau
Roulement	10	-	1	ES monocouche
	20 à 100	-	2	ES bicouche
	≥ 200	-	3 ou 4	EDC ou BB
Base	20 à 100	20 à 30	20	-
		≥ 30	15	
	≥ 200	20 à 30	25	
		≥ 30	20	

Source : Cours route II-4^e Année BTP Vontovorona

D'après ce tableau :

$h_r = 2cm$, pour la couche de roulement ESb ;

$h_b = 15cm$, pour la couche de base en GCNT.

Nous avons pu ainsi avoir tous les paramètres permettant de calculer l'épaisseur de la couche de fondation h_f .

VI.3.8 Epaisseurs réelles obtenues par la méthode LNTPB

A partir de la relation donnant l'épaisseur équivalente, l'épaisseur de la couche de fondation est comme nous avons vus auparavant :

$$h_f = \frac{e_{eq} - (a_b h_b + h_r a_r)}{a_f}$$

Pour la zone I :

$$e_{eq} = 19,1$$

$$a_b = a_r = 1$$

$$a_f = 0,7$$

$$h_b = 15cm$$

$$h_r = 2cm$$

$$h_f = \frac{19,44 - (1 \times 15 + 1 \times 2)}{0,7} = 3,00 \text{ cm}$$

Pour la zone 1, l'épaisseur de la couche de fondation étant de 3,00 cm est une valeur théorique, mais on va prendre comme valeur pratique $h_f = 10 \text{ cm}$ puisque de fondation doit avoir une épaisseur minimale de 10 cm pour faciliter le compactage.

Ainsi, voici le tableau qui montre les épaisseurs théoriques et pratiques de la couche de fondation pour les 3 zones homogènes :

Tableau 56 : Epaisseur réelle de chaque couche selon la méthode LNTPB.

Zone homogène	CBR	Epaisseur équivalente	$h_r(\text{cm})$	$h_b(\text{cm})$	$h_f(\text{cm})$		$H_{total}(\text{cm})$
			ESb	GCNT	MS		
					Théorique	Pratique	
I	30	19,1	2	15	3,00	10	27
II	18	22,4	2	15	7,71	10	27
III	10	27,9	2	15	14,85	20	37

Ainsi nous avons la structure de chaussée suivante selon chaque zone :

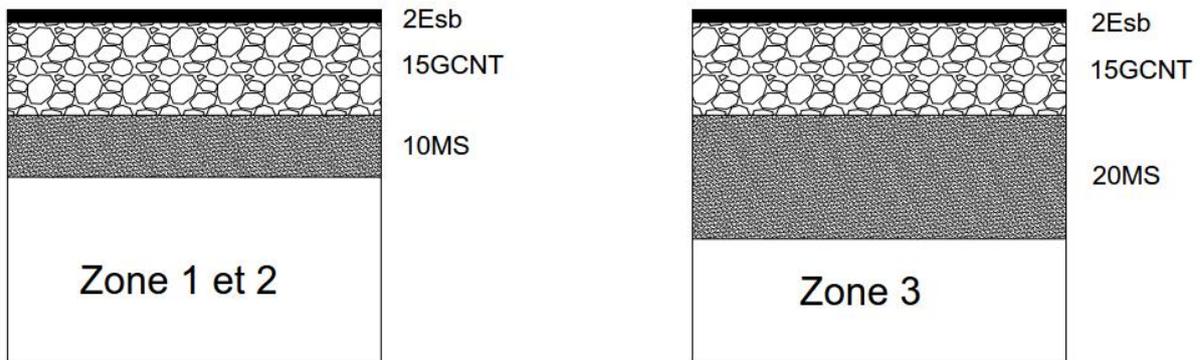


Figure 22 : Structures de chaussée obtenues par la méthode LNTPB.

VI.3.9 Vérification des contraintes

Cette étape consiste à vérifier si les épaisseurs obtenues par le dimensionnement conviennent à supporter les charges auxquelles la chaussée sera soumise.

Les vérifications à faire sont :

- Vérification des contraintes radiales σ_r à la base des couches liées ;
- Vérification des contraintes verticales de non-poinçonnement σ_z au niveau du sol support.

VI.3.9.1 Méthodologie

La méthode consiste à vérifier si les contraintes radiales et verticales dépassent ou non les contraintes admissibles. Dans la démarche de cette vérification, nous suivrons les étapes de calcul suivantes :

- déterminer σ_r et σ_z en utilisant les abaques de Jeuffroy-Bachelez (cf. Annexe VI);
- déterminer les contraintes admissibles σ_{radm} et σ_{zadm} ;
- vérifier que : $\sigma_r \leq \sigma_{zadm}$ et $\sigma_z \leq \sigma_{zadm}$.

VI.3.9.2 Détermination des contraintes radiales et verticales

Les contraintes radiales σ_r et verticales σ_z sont données par les abaques de Jeuffroy-Bachelez. (CF : Annexe VI). Le dimensionnement de la chaussée souple selon la méthode LNTPB est basé sur le modèle tri couche de Jeuffroy-Bachelez supportant un essieu standard à roues jumelées de 13 T. Les caractéristiques de l'essieu standard et du modèle tri couche sont représentées par la figure qui suit :

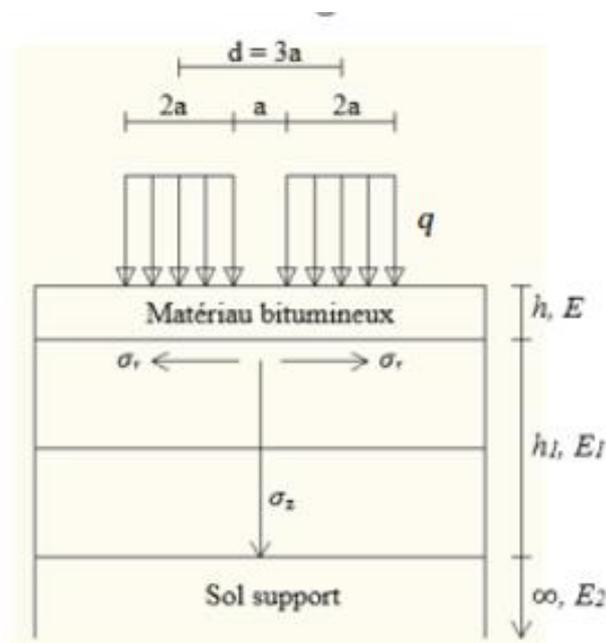


Figure 23 : Model tri couche de Jeuffroy-Bachelez.

Avec :

a – Rayon d’empreinte des pneus égal à 12,5 cm ;

q – Pression des pneumatiques égale à 6,62 bars ;

σ_r – Contrainte radiale ;

σ_z – Contrainte verticale.

Or, notre structure de chaussée est constituée de quatre couches en tenant compte de la plateforme dont l’épaisseur est supposée infinie. Il est donc nécessaire de faire la transformation de notre modèle quadri couche en modèle tri couche. Pour ce faire, nous allons suivre la modélisation suivante :

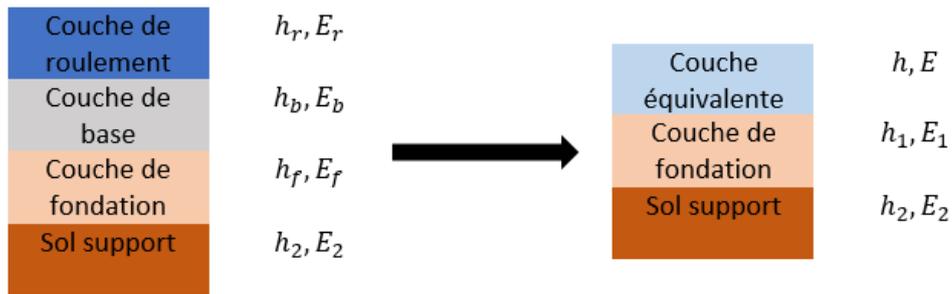


Figure 24 : Modélisation d'une structure quadri couche en structure tri couche.

Les abaques de JEUFFROY-BACHELEZ sont fonctions de 2 paramètres et exprimés par les relations :

$$\alpha = \frac{h_1}{a} \text{ et } \beta = \frac{h}{a} \left(\frac{E}{6E_1} \right)^{1/3} \quad (18)$$

A partir de ces derniers, L'abaque nous donne les valeurs $\frac{\sigma_z}{q}$ et $\frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E} \right)^{2/3}$, puis on en déduit les contraintes σ_z et σ_r

Les hypothèses de calcul sont donc :

- ❖ $q = 6,62 \text{ bars}$
- ❖ $a = 12,5 \text{ cm}$
- ❖ $d = 37,5 \text{ cm}$
- ❖ h et E l'épaisseur et le module d'élasticité de la couche obtenue par l'une des relations suivantes :

$$h = h_r + 0,9 \times h_b \times \sqrt[3]{\frac{E_b}{E_r}} \text{ et } E = E_r \quad (19)$$

$$h = h_b + 0,9 \times h_b \times \sqrt[3]{\frac{E_r}{E_b}} \text{ et } E = E_b \quad (20)$$

- ❖ E_i Module d'élasticité du matériau i , différent selon le matériau utilisé d'après le tableau suivant :

Tableau 57 : Module d'élasticité.

Couche	Nature de la couche	Module d'élasticité (bars)
Couche de roulement	BB-Enrobé	24500
	ES	25000
Couche de base	GCNT	3000-5000
	Sol-chaux	5000-15000
Couche de fondation	$CBR \geq 40$	2000
	$30 \leq CBR \leq 40$	1500-2000
	$CBR \leq 30$	1000-15000

Source : cours route II- 4ème année BTP

Pour les MS et le sol de la plateforme, le module d'élasticité peut être calculé par la formule :

$$E(\text{bars}) = 50 \times CBR \quad (21)$$

Donc pour la détermination des contraintes, on procédera comme suit :

- ✚ Choisir l'abaque utilisé en fonction de la valeur de $\frac{E_1}{E_2}$. Si cette valeur est différente de 1,3,9 ou 19, on procède à une interpolation ;
- ✚ Calculer et ramener α et β sur l'abaque ;
- ✚ Marquer les points d'abscisse α et β et déterminer les valeurs des courbes $\frac{\sigma_z}{q}$ et $\frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}}$ constantes qui y passent ;
- ✚ Dédire les valeurs σ_r et σ_z .

VI.3.9.3 Détermination des contraintes admissibles

a) Contrainte admissible de traction $\sigma_{r,adm}$

La contrainte de traction admissible $\sigma_{r,adm}$ au niveau du revêtement ou des couches liées est donnée à titre indicatif dans le guide de dimensionnement des chaussées neuves pour les pays tropicaux. Elle est de 10 à 15 bars pour les Enduits Superficiels. Prenons la valeur 10 bars car c'est le cas le plus défavorable. [12]

b) Contrainte verticale admissible $\sigma_{z,adm}$

La contrainte admissible $\sigma_{z,adm}$ est déterminée par la formule de Dormon – Kerkhoven :

$$\sigma_{z,adm}(\text{bars}) = \frac{0,3CBR}{1 + 0,7 \log N} \quad (22)$$

Avec :

CBR : CBR de la plateforme ;

N : Nombre de poids lourds $\geq 3,5T$ à l'année de mise en service.

VI.3.9.4 Exemple de calcul pour la zone homogène I

Pour la zone homogène I, on a :

- Couche de roulement en ESb : $h_r = 2\text{cm}$ et $E_r = 25000\text{bars}$;
- Couche de base en GCNT : $h_b = 15\text{cm}$ et $E_b = 5000\text{bars}$;
- Couche fondation en MS : $h_1 = h_f = 10\text{cm}$ et $E_f = 1500\text{bars}$;
- Sol support de $CBR = 30$: $h_2 = \infty$ et $E_2 = 50 \times 30 = 1500\text{bars}$.

Ainsi on a :

- $h = 2 + 0,9 \times 15 \times \left(\frac{5000}{25000}\right)^{\frac{1}{3}} = 9,89 \approx 10\text{cm}$ et $E = E_r = 25000\text{bars}$
- $\alpha = \frac{h_1}{a} = \frac{10}{12,5} = 0,8$
- $\beta = \frac{h}{a} \left(\frac{E}{6E_1}\right)^{\frac{1}{3}} = \frac{10}{12,5} \left(\frac{25000}{6 \times 1500}\right)^{\frac{1}{3}} = 1,125$
- $\frac{E_1}{E_2} = \frac{1500}{1500} = 1$

Les abaques de Jeuffroy-Bechelez (avec $\frac{E_1}{E_2} = 1$) donnent :

$$\frac{\sigma_z}{q} = 0,293 \text{ et } \frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,11$$

D'où on en déduit que :

$$\sigma_z = 0,293 \times 6,62 = 1,939\text{bars}$$

$$\sigma_r = \frac{0,109 \times 6,62}{\left(\frac{1500}{25000}\right)^{\frac{2}{3}}} = 4,708\text{bars}$$

Pour les contraintes admissibles on a,

$$\sigma_{r,adm} = 10\text{bars}$$

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,3 \times 30}{1 + 0,7 \log 51} = 4,099\text{bars}$$

Conclusion

Les conditions : $\sigma_z \leq \sigma_{z,adm}$ et $\sigma_r \leq \sigma_{r,adm}$ sont vérifiées. Nous pouvons donc confirmer que la structure de chaussée obtenue par la méthode de dimensionnement LNTPB est convenable pour la zone homogène I.

VI.9.3.5 Présentation des résultats

Le tableau qui suit, nous donne les résultats des vérifications des contraintes

Tableau 58 : Récapitulation des résultats pour la vérification des contraintes.

Contrainte radiale de traction							
Zone homogène	CBR	Structure de la chaussée			σ_r [bars]	$\sigma_{r,adm}$ [bars]	Condition
		CR	CB	CF			
I	30	2Esb	20GCNT	10	4,751	10	Vérifiée
II	18	2Esb	20GCNT	10	7,02	10	Vérifiée
III	10	2Esb	20GCNT	20	9.93	10	Vérifiée
Contrainte verticale de compression							
Zone homogène	CBR	Structure de la chaussée			σ_z [bars]	$\sigma_{z,adm}$ [bars]	Condition
		CR	CB	CF			
I	30	2Esb	15GCNT	10	1,933	4,099	Vérifiée
II	18	2Esb	15GCNT	10	1,482	2,459	Vérifiée
III	10	2Esb	15GCNT	20	0,827	1,365	Vérifiée

VI.4 CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE

Le tableau suivant nous rappelle les structures de chaussée obtenues pour chaque zone homogène et pour chaque méthode de dimensionnement :

Tableau 59 : Récapitulation des différentes structures de chaussées obtenus par les deux méthodes.

Zone homogène	Couche	VARIANTE	
		LCPC	LNTPB
I	ROULEMENT	6BBSG	2Esb
	BASE	20GCNT	15GCNT
	FONDATION	10MS	10MS
II	ROULEMENT	6BBSG	2Esb
	BASE	20GCNT	15GCNT
	FONDATION	20MS	10MS
III	ROULEMENT	6BBSG	2Esb
	BASE	20GCNT	15GCNT
	FONDATION	10MS	20MS

Nous allons effectuer une analyse multicritère pour le choix de la variante qui sera retenue pour le Projet. En effet le choix de la variante repose sur nombreux critères :

- Le coût des Travaux : c'est le principal critère qui intéresse les bailleurs de fonds ; le coût comprend la construction et aussi l'Entretien ;
- La technologie de mise en œuvre : il faut tenir compte des difficultés que pourrait entraîner la réalisation ;
- La pérennité de la construction ; il est préférable que la durée de vie de la route soit plus longue ;
- Le confort et la sécurité des usagers.

VI.4.1 Le coût des Travaux.

C'est le critère de base qui intéresse les bailleurs de fonds ; explicitement il est la raison de faisabilité financière, et de possibilité de réalisation d'un projet routier. Le coût comprend la construction et aussi l'Entretien de la route. Une étude sommaire de coût nous renseigne sur la méthode la plus et la moins couteuse.

Le tableau qui suit montre le montant nécessaire à la réalisation de chacune des variantes.

Tableau 60: Cout pour la réalisation de chaque variante.

Nature de la couche	Unité	Quantité nécessaire	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
Variante N°1 : solution de la méthode LCPC				
Couche de roulement en BB	m^3	14322	314 298,00	4 501 375 956,00
Couche de base en GCNT	m^3	25362	104 766,67	2 657 092 284,54
Couche de fondation en MS	m^3	20091	86 455,33	1 736 974 035,03
Totale Variante N°1				8 895 442 275,57
Variante N°2 : solution de la méthode LNTPB				
Couche de roulement en Esb	m^3	4774	544 509,00	2 599 485 966,00
Couche de base en GCNT	m^3	25362	104 766,67	2 657 092 284,54
Couche de fondation en MS	m^3	20091	86 455,33	1 736 974 035,03
Totale Variante N°2				6 993 552 285,57

Comme nous le montre le tableau ci-dessus, la variante n°2 c'est-à-dire la structure dimensionnée par la méthode LNTPB est la moins couteuse des deux.

VI.4.2 Technologie de mise en œuvre.

Il faut tenir compte des difficultés que pourrait entraîner la réalisation. Les deux méthodes ne présentent dans ce sens aucune difficulté de mise en œuvre du fait qu'elles sont toutes applicables pratiquement et techniquement à Madagascar.

VI.4.3 La pérennité de la construction.

Il est préférable que la durée de vie de la route soit plus longue. Indiscutablement, la structure la plus épaisse résiste plus aux dégradations de la route en fonction du temps.

Ce que nous avons vu précédemment (différentes épaisseurs de chaque couches) nous renseigne à partir de ce raisonnement que la structure dimensionnée par la méthode LCPC est la plus pérenne par rapport à celle dimensionnée par la méthode LNTPB.

VI.4.4 Le confort et la sécurité des usagers.

En se basant sur le fait que chaque méthode est vraie, vérifiable, utilisable et suit les normes, les résultats de dimensionnement devraient donc assurer les principes de confort et de sécurité des usagers de la route.

VI.4.5 Résultats du choix multicritère.

Les critères de choix seront appréciés tels que :

Tableau 61 : Note d'appréciation des critères de choix de la variante.

	Coûts des travaux	Technologie de mise en œuvre	Pérennité de la construction	Confort des usagers
NOTES	1 : coûteux	1 : infaisable	1 : courte	1 : mineur
	2 : normal	2 : faisable	2 : moyenne	2 : moyen
	3 : peu coûteux	3 : aisée	3 : longue	3 : majeur

Ainsi nous obtenons le tableau suivant par application de ce choix :

Tableau 62 : Choix multicritères.

Méthodes	Coûts des travaux	Technologie de mise en œuvre	Pérennité de la construction	Confort des usagers	Note	Appréciation
LCPC	1	2	3	3	9	Non retenu
LNTPB	3	2	2	3	10	Retenu

VI.4.6 La variante retenue.

Après avoir effectué l'analyse multicritère de chaque variante, on va choisir comme variante retenue la variante n°2, c'est-à-dire la structure de chaussée obtenue par la méthode LNTPB. Ainsi la structure de chaussée sera la suivante :

- ✚ une couche de roulement d'épaisseur 2cm en ESb ;
- ✚ une couche de base en GCNT d'épaisseur 15 à 20 cm ;
- ✚ une couche de fondation d'épaisseur 21 cm en MS.

La figure suivante représente les structures retenues pour chaque zone homogène constituant le tronçon :

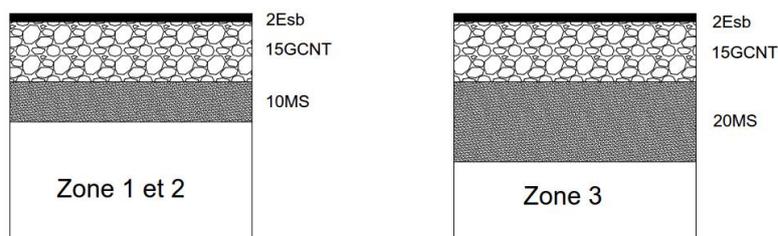


Figure 25 : Structure de la variante retenue.

Chapitre VII : ETUDES HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE.

Dans ce chapitre, nous allons traiter les données hydrologiques du site contenant le Projet ; ce qui nous amènera ensuite à étudier les ouvrages permettant d'évacuer l'eau en dehors de l'emprise de la route. Ainsi, avant d'entamer l'étude proprement dite des ouvrages d'assainissement, il nous faudra procéder à une étude hydrologique permettant d'estimer le débit d'eau de pluie fourni par bassin versant de notre tronçon d'étude.

VII.1 ETUDE HYDROLOGIQUE

VII.1.1 Caractéristiques générales de la zone d'étude.

Pour avancer dans cette étude, un aperçu général de la zone d'étude semble nécessaire.

VII.1.1.1 Sols.

Les formations pédologiques se caractérisent par une prédominance très nette des sols ferrugineux tropicaux sur l'ensemble de la zone du Projet. Présents de façon discontinue dans l'espace, ces derniers sont reliés par :

- ❖ Des sols halomorphes en bordure du Canal de Mozambique ;
- ❖ Des sols minéraux bruts sur le côté Est de Bemaraha ;
- ❖ Des sols d'apport (alluvions brutes ou peu évoluées formant les sols de baiboho) et des sols hydromorphes dans les plaines du Betsiriry, Belo-Tsiribihina, Morondava, Maharivo et Mangoky.

VII.1.1.2 Climat.

Le climat est caractérisé par 2 saisons climatiques, avec une saison intermédiaire. En effet, le climat est de type tropical humide à faciès continental, caractérisé par 3 saisons écologiques :

- Une saison chaude (température moyenne de 27,7 °C en janvier) et pluvieuse de 5 mois, allant de décembre à avril ;
- Une saison fraîche (21,5 °C en juillet) et sèche de 4 mois, qui va de mai à août ;
- Une période intermédiaire de 3 mois, caractérisée par le retour de la chaleur en septembre, quelques petites pluies et la reprise de végétation en octobre et novembre.

La Région court un risque cyclonique permanent. Avec une probabilité supérieure à , la Région est exposée à des perturbations tropicales fréquentes qui se forment dans le Canal du Mozambique et pénètrent dans l'île entre Maintirano et Morondava. Ce phénomène, qui entraîne des précipitations importantes et des inondations durables, présente un risque cyclonique important. Le tableau suivant récapitule les vitesses moyennes et maximales des vents ainsi que leurs directions :

Tableau 63 : Vitesses moyennes et maximales des vents et leur direction.

Mois	Vent moyen [km/h]	Vent max [km/h]	Direction
Janvier	9	140	N/O
Février	8	194	NE/O
Mars	7	97	NE/O
Avril	6	115	SE/O
Mai	6	68	SE/O
Juin	6	61	SE/O
Juillet	7	65	SE/O
Aout	8	223	SE/O
Septembre	10	80	N/O
Octobre	10	90	NO/O
Novembre	10	110	NO/O
decembre	10	140	NO/O

Source : Service météo Madagascar

VII.1.2 Pluviométrie de la zone d'implantation du Projet

Les données pluviométriques dont on dispose sont un échantillon des hauteurs de pluie maximales journalières prises entre 1937 et 1974.

Tableau 64 : Pluviométrie annuel moyenne de la Région Menabe (1937-1974).

Année	Pluie en [mm]	Année	Pluie en [mm]
1937	93,1	1956	93
1938	100,5	1957	82
1939	49,2	1958	65,3
1940	63,3	1959	118,7
1941	141	1960	141,7
1942	77,8	1961	85,2
1943	88	1962	87,9
1944	83,6	1963	166,4
1945	54,1	1964	85,4
1946	52,9	1965	68,8
1947	88,2	1966	31,1
1948	43	1967	74,5
1949	43,9	1968	73,4
1950	69	1969	54,5
1951	27,4	1970	125,4
1952	129	1971	75,7
1953	91,2	1972	180,8
1954	31	1973	78,4
1955	69	1974	34,3

Source : Station Météorologique de Befandriana Sud

Le phénomène de crue est généralement ajustable à de nombreuses lois statistiques mais on s'abstiendra uniquement à celles qui font intervenir le moins de paramètres et qui sont facilement utilisables. Parmi ces lois, les plus communément employées sont :

- la loi de Goodrich ;

- la loi de Pearson ;
- la loi de Fréchet ;
- et la loi de Gumbel.

Nous allons choisir cette dernière, c'est-à-dire la loi de Gumbel, pour représenter la distribution statistique notre échantillon qui est la population des hauteurs de pluies maximales journalières.

VII.1.2.1 Application de la loi de Gumbel sur l'échantillon. [6]

La loi de Gumbel, appelée également loi doublement exponentielle, est définie par :

$$F(H) = e^{-e^{-u}} \quad (24)$$

$$u = \alpha(H - H_0) \quad (25)$$

Avec :

- H est la variable aléatoire indépendante qu'on doit étudier ;
- α et H_0 sont les deux paramètres d'ajustement de Gumbel ; ils se déduisent des paramètres statistiques σ et \bar{H} par les relations :

$$\alpha = \frac{1}{0,780\sigma} \text{ et } H_0 = \bar{H} - 0,45\sigma \quad (26)(27)$$

Où :

\bar{H} : La moyenne arithmétique des valeurs de H ;

$$\bar{H} = \frac{\sum H_i}{N} \quad (28)$$

$$\bar{H} = 82,04 \text{ mm}$$

σ : L'écart type :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (H - \bar{H})^2}{N - 1}} \quad (29)$$

$$\sigma = 36,16 \text{ mm}$$

On obtient alors les paramètres d'ajustement d'après les relations (26, 27) :

$$\alpha = \frac{1}{0,780 \times 36,16} = 0,035$$

$$H_0 = 82,04 - 0,45 \times 36,16 = 65,77 \text{ mm}$$

Ainsi la relation (24) devient :

$$F(H) = e^{-e^{-0,035(H-65,77)}} \quad (30)$$

VII.1.2.2 Calcul des hauteurs de pluie maximales journalières pour diverses périodes de retour.

Le principe de calcul des hauteurs de pluie maximales journalières consiste à égaliser les deux expressions de la variable u tiré de la loi de répartition.

D'un côté, on a : $F(H) = e^{-e^{-u}}$ donc $u = -\ln(-\ln F)$

D'un autre côté : $u = \alpha(H - H_0)$

D'où on obtient

$$u = \alpha(H - H_0) = -\ln(-\ln F) \quad (31)$$

Pour obtenir la valeur correspondante à la hauteur de pluie pour une période T donnée, la fonction de non-dépassement est calculée pour cette période de retour T par la relation :

$$F = 1 - \frac{1}{T} \quad (32)$$

Et on détermine rationnellement la hauteur de pluie maximale journalière $H(24h, T)$ à partir de la formule suivante :

$$H(24h, T) = -\sigma \left\{ \left[0,780 \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right] + 0,45 \right\} + \bar{H} \quad (33)$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant pour une période de retour de 10ans, 20ans, 25 ans et principalement 50 ans (suivant la durée de vie de la chaussée estimée par pratique pendant son exploitation) :

Tableau 65 : Résultats de calcul des hauteurs de pluies maximales- Loi de Gumbel.

$T(ans)$	$\bar{H}(mm)$	$\sigma(mm)$	F	$H(24h, T)\{mm\}$
10	82,04	36,16	0,9	129
20	82,04	36,16	0,95	150
25	82,04	36,16	0,96	156
50	82,04	36,16	0,98	176

VII.1.2.3 Test de validité d'ajustement.

Un test de validité de l'ajustement permet de juger si la loi de Gumbel est convenable ou non pour représenter la distribution statistique des pluies maximales journalières.

Le test de validité utilisé est le test χ^2 [6]:

C'est un test de validité de l'ajustement qui permet de juger si la loi appliquée est acceptable ou non.

Pour mettre en œuvre ce test, on procède de la manière suivante :

- Découper l'échantillon en K classes telles que K supérieures à 4. Soit n_i le nombre d'éléments dans la classe i ;
- Déterminer le nombre théorique v_i des valeurs contenues dans chaque classe i par la relation :

$$v_i = N \int_{H_{i+1}}^{H_i} f(H) dH = N[F(H_i) - F(H_{i+1})] \quad (34)$$

- N : Nombre de valeurs sur l'échantillon ;
 - H_i et H_{i+1} : bornes de la classe i .
- Déterminer le nombre χ^2 par la relation :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad (35)$$

- Calculer le nombre de degrés de liberté : $\lambda = K - p - 1$
 - p : nombre de paramètres de la loi adoptée (loi de Gumbel $\Leftrightarrow p = 2$)
 - K : nombre de classes de l'échantillon ;

- Trouver sur la table de distribution de Pearson (cf. Annexe VII) la probabilité de dépassement correspondant aux valeurs χ^2 et λ .
 - Si cette probabilité est supérieure à 0,05, l'ajustement est satisfaisant ;
 - Si cette probabilité est inférieure à 0,05, l'ajustement n'est pas convenable, il est préférable de le rejeter.

Nous allons suivre les étapes ci-dessus pour effectuer le test χ^2 de la fonction de répartition de Gumbel $F(H)$:

$$F(H) = e^{-e^{-0,035(H-65,77)}} \quad (36)$$

La division des $N = 38$ valeurs de l'échantillon en 5 classes ($K = 5$) est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 66 : Répartition de l'échantillon en 5 Classes.

N° de classe	Borne H_i	Nombre n_i
1	> 100	8
2	85 – 100	8
3	75 – 85	7
4	50 – 70	8
5	< 50	7

Le nombre v_i théorique des valeurs dans chaque classe i calculé à partir de la formule (34) est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 67 : Calcul du nombre théorique v_i .

Classe	H_i	$F(H_i)$	$F(H_i) - F(H_{i+1})$	$v_i = N[F(H_i) + F(H_{i+1})]$
1	∞	1,000	0,257	9,770
2	100	0,743	0,140	5,315
3	85	0,603	0,180	6,848
4	70	0,423	0,249	9,458
5	50	0,174	0,174	6,610
	0	0		

On peut maintenant calculer la valeur de χ^2 selon la formule (35) :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

La valeur de χ^2 est calculée d'après le tableau suivant :

Tableau 68 : Calcul de χ^2 .

i	n_i	v_i	$(n_i - v_i)^2$	$(n_i - v_i)^2 / v_i$
1	8	9,770	3,133	0,320
2	8	5,315	7,209	1,356
3	7	6,848	0,023	0,003
4	8	9,458	2,125	0,225
5	7	6,610	0,152	0,023
			χ^2	1,928

Le degré de liberté est :

$$\lambda = K - p - 1 = 5 - 2 - 1 = 2$$

En utilisant la table de distribution de Pearson pour les valeurs : $\chi^2 = 1,928$ et $\lambda = 2$ nous donne

$$P(1,83) = 0,4$$

$$P(2,41) = 0,3$$

En interpolant on obtient :

$$P(\chi^2 = 1,928) = 0,3 + \frac{(2,41 - 1,928)}{(2,41 - 1,83)} \times (0,4 - 0,3)$$

$$P(\chi^2 = 1,928) = 0,383 > 0,05$$

Donc la loi de Gumbel est acceptable pour représenter la distribution statistique des pluies maximales journalières.

VII.1.2.4 Intervalle de confiance

La notion d'intervalle de confiance est introduite parce qu'on présume que les valeurs estimées à l'aide de la loi statistique des hauteurs de pluie H ne correspondent pas totalement à leurs vraies valeurs H_r ; ces dernières ne pouvant être connues qu'avec un échantillonnage de dimension infinie.

La valeur réelle H_r des hauteurs de pluie est telle que :

$$H - K_2\sigma < H_r < H + K_1\sigma \quad (37)$$

Avec :

- σ : écart type ;
- K_1 et K_2 sont lues sur l'abaque d'estimation des crues de Frechet-Gumbel (cf. Annexe 7) pour un seuil de confiance de 95 %. Les paramètres d'entrée de l'abaque sont :
 - \sqrt{N} , N étant la taille de l'échantillon ; $N = 38$
 - Les diverses périodes de retour de crue.

Tableau 69 : Détermination de l'intervalle de confiance.

T [ans]	K_1	K_2	$K_1\sigma$	$K_2\sigma$	H [mm]	$H - K_2\sigma$	$H + K_1\sigma$	H_r [mm]
10	0,736	0,575	26,617	20,795	129,25	108,46	155,87	$108,46 < H_r < 155,87$
20	1,148	0,739	41,518	26,726	149,55	122,83	191,07	$122,83 < H_r < 191,07$
25	1,270	0,794	45,930	28,715	155,99	127,28	201,93	$127,28 < H_r < 201,93$
50	1,513	0,917	54,718	33,163	175,84	142,67	230,56	$142,67 < H_r < 230,56$

VII.1.2.5 Pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour.

Finalement, pour chaque valeur de la période de retour T , nous avons pu dégager les résultats des hauteurs réelles des pluies maximales récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 70 : Hauteurs de pluies maximales pour différentes fréquences.

T [ans]	H(24, T) [mm]
10	132,16
20	156,95
25	164,60
50	186,62

VII.1.3 Détermination des débits de crues de bassin versant.

VII.1.3.1 Caractéristiques des bassins versants.

Un bassin versant est un site naturel topographiquement délimité par la ligne de partage des eaux. Dans ce sens, un bassin versant peut-être défini comme étant le lieu des points de l'espace géographique où les précipitations sont susceptibles de contribuer au débit observé dans une section donnée de cours d'eau. [1]

Les caractéristiques du bassin versant sont :

- La surface S ;
- La pente moyenne I ;
- Le coefficient de ruissellement C ;

Ce coefficient dépend de la morphologie de la surface d'écoulement des BV. Le tableau suivant donne les valeurs des coefficients de ruissellement en fonction de la nature de la couverture végétale des BV et de la pente moyenne :

Tableau 71 : Les coefficients de ruissellement.

NATURE DE LA COUVERTURE VEGETALE	C	I[%]
Culture couvrante, petite brousse	0,52	< 5
	0,60	5 à 10
	0,72	10 à 30
	0,80	> 30
Brousse dense, savane	0,30	< 5
	0,36	5 à 10
	0,42	10 à 30
	0,50	> 30
Forêt ordinaire	0,18	< 5
	0,20	5 à 10
	0,25	10 à 30
	0,30	> 30
Grand forêt primaire	0,15	< 5
	0,18	5 à 10
	0,22	10 à 30
	0,25	> 30

Source : Cours Hydraulique routière (2015)

Notons que la nature des surfaces d'écoulement des BV qu'on étudie est en Brousse dense et savane.

- Le coefficient de forme K ;
- La longueur du Thalweg principal L .

Le tableau suivant présente la liste des bassins versants ainsi que leurs caractéristiques géométriques :

Tableau 72 : Les caractéristiques des Bassins Versants.

N° BV	S [km^2]	L [km]	I [%]	C
BV-55	0,29	4,54	1,1	0,30
BV-56	0,99	4,54	0,6	0,30
BV-57	2,03	4,54	0,4	0,30
BV-58	0,75	1,20	0,8	0,30
BV-59	39,97	10,68	0,2	0,30
BV-60	0,73	1,09	0,012	0,30
BV-61	1,17	1,41	0,02	0,30
BV-62	0,19	0,6	0,006	0,30
BV-63	0,83	2,3	0,011	0,30

Source : ARM 2008

VII.1.3.2 Méthode de détermination des débits de crue.

Plusieurs méthodes permettent de calculer le débit des crues selon la surface des Bassins Versant à citer :

- La formule rationnelle pour les BV dont la superficie est inférieure à 4 km^2 ;
- La formule de LOUIS-DURET pour les BV de superficie entre 4 et 200 km^2 ;
- La formule FRANCOU-RODIER pour les BV de superficie supérieure à 200 km^2 .

a) Calcul des débit de crue par la méthode rationnelle ($S < 4km^2$)

Méthodologie

Le débit à évacuer pour une période de retour P est défini par la relation :

$$Q_P = 0,278 \times C \times S \times I(t_c, P) \quad (38)$$

C : Coefficient de ruissellement ;

S : Surface du BV ;

$I(t_c, P)$: C'est intensité de pluie pendant le temps de concentration t_c et de période de retour P .

Elle est donnée par la relation :

$$I(t_c, P) = 28 \times (t_c + 18)^{-0,763} \times I(1h, P) \quad (39)$$

$I(1h, P)$: c'est l'intensité horaire de l'averse de période de retour P . Elle est donnée par la relation :

$$I(1h, P) = 0,22 \times H(24, P) + 56 \quad (40)$$

t_c : est défini comme étant le temps que met une goutte de pluie qui tombe au point le plus éloigné de l'exutoire pour arriver à cet exutoire. Il est obtenu par la formule de Ventura :

$$t_c = 7,62 \times \left(\frac{S}{I}\right)^{0,5} \quad (41)$$

Exemple de calcul.

Nous allons effectuer le calcul du débit de crue du BV-57. Les caractéristiques de ce BV sont représentées par le tableau suivant :

Tableau 73 : Caractéristiques du BV-57.

BV	$S[km^2]$	$I[\%]$	C
BV-57	2,03	0,4	0,30

Pour une période de retour $P = 10 \text{ ans}$, on a :

- ❖ $H(24, P) = 132,16mm$
- ❖ $I(1h, P) = 0,22 \times 132,16 + 56 = 85,08mm$
- ❖ $t_c = 7,62 \times \left(\frac{2,03}{0,004}\right)^{0,5} = 171,66mn$
- ❖ $I(t_c, P) = 28 \times (171,66 + 18)^{-0,763} \times 85,08 = 43,54mm$
- ❖ $Q_P = 0,278 \times 0,30 \times 2,3 \times 43,54 = 7,37m^3 / s$

Présentation des résultats.

Les résultats de calcul des débits de crue des BV de surface $S < 4km^2$ pour une période de retour $P = 10 \text{ ans}$ sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 74 : Résultats du calcul de débit de crues pour BV de $S < 4km^2$.

N° BV	$S [km^2]$	$I [\%]$	C	$H(24; P) [mm]$	$I(1h; P) (mm)$	$t_c [mm]$	$I(t_c, P) (mm)$	$Q_P (m^3, s^{-1})$
55	0,29	0,011	0,3	132,16	85,07	39,12	108,77	0,730
56	0,99	0,006	0,3	132,16	85,07	97,88	63,4	1,454
57	2,03	0,004	0,3	132,16	85,07	171,66	43,53	2,047
58	0,75	0,008	0,3	132,16	85,07	73,78	75,75	1,316
60	0,73	0,012	0,3	132,16	85,07	59,43	86,24	1,458
61	1,17	0,02	0,3	132,16	85,07	58,28	87,23	2,364
62	0,19	0,006	0,3	132,16	85,07	42,88	108,61	0,456
63	0,83	0,011	0,3	132,16	85,07	66,19	80,90	1,555

b) Calcul des débits de crue par la méthode de Louis Duret pour les BV de superficie entre 4 et 200 km²

Méthodologie

La méthode de Louis Duret représentée par le système d'équations suivant donne le débit Q_P pour une période de retour P :

$$Q_P = 0,009 \cdot S^{0,5} i^{0,32} H(24, P)^{1,39} \quad \text{pour } S < 150 \text{ km}^2 \quad (42)$$

$$Q_P = 0,002 \cdot S^{0,5} i^{0,32} H(24, P)^{1,39} \quad \text{pour } S > 150 \text{ km}^2 \quad (43)$$

S : superficie du bassin (km^2) ;

P : période de retour ;

i : pente moyenne du bassin ;

$H(24, T)$: hauteur journalière maximale de période de retour P .

Exemple de calcul.

Nous allons effectuer le calcul du débit de crue du BV-59. Les caractéristiques de ce BV sont représentées par le tableau suivant :

Tableau 75 : Caractéristiques du BV-59.

BV	$S[\text{km}^2]$	$I[\%]$	C
BV-59	39,97	0,2	0,30

Pour une période de retour P on a :

$$Q_P = 0,009 \cdot 39,97^{0,5} 0,002^{0,32} 132,16^{1,39} = \mathbf{6,91 \text{ m}^3 / \text{s}}$$

Présentation des résultats.

Tableau 76: Résultats du calcul de débit de crues pour BV de $4\text{km}^2 < S < 200\text{km}^2$.

N° BV	$S [\text{km}^2]$	$I [\%]$	C	$H(24; P)[\text{mm}]$	$Q_P(\text{m}^3, \text{s}^{-1})$
BV-59	39,97	0,002	0,3	132,16	1,536

c) Récapitulation des résultats

Les résultats de calcul des débits de crue de tous les BV de l'axe du Projet pour une période de retour $P = 10$ ans sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 77 : Résultat de calculs des débits de crue.

N° BV	PK début	PK Fin	S [km ²]	L [km]	I [%]	C	Q ₁₀ (m ³ , s ⁻¹)
BV-55	177+776	178+647	0,29	4,54	1,1	0,30	0,730
BV-56	178+647	179+120	0,99	4,54	0,6	0,30	1,454
BV-57	179+120	179+508	2,03	4,54	0,4	0,30	2,047
BV-58	179+508	180+048	0,75	1,20	0,8	0,30	1,316
BV-59	180+048	182+131	39,97	10,68	0,2	0,30	8,513
BV-60	182+131	189+848	0,73	1,09	1,2	0,30	1,458
BV-61	189+848	190+121	1,17	1,41	2,0	0,30	2,364
BV-62	190+121	191+498	0,19	0,6	0,6	0,30	0,456
BV-63	191+498	194+900	0,83	2,3	1,1	0,30	1,555

VII.1.4 Calcul des débits de drainage longitudinal.

Cette étape consiste à déterminer la quantité d'eau qu'on aura à évacuer à travers les fossés latéraux. Ici, il s'agit de la pluie tombée sur le bassin versant présenté par la figure suivante :

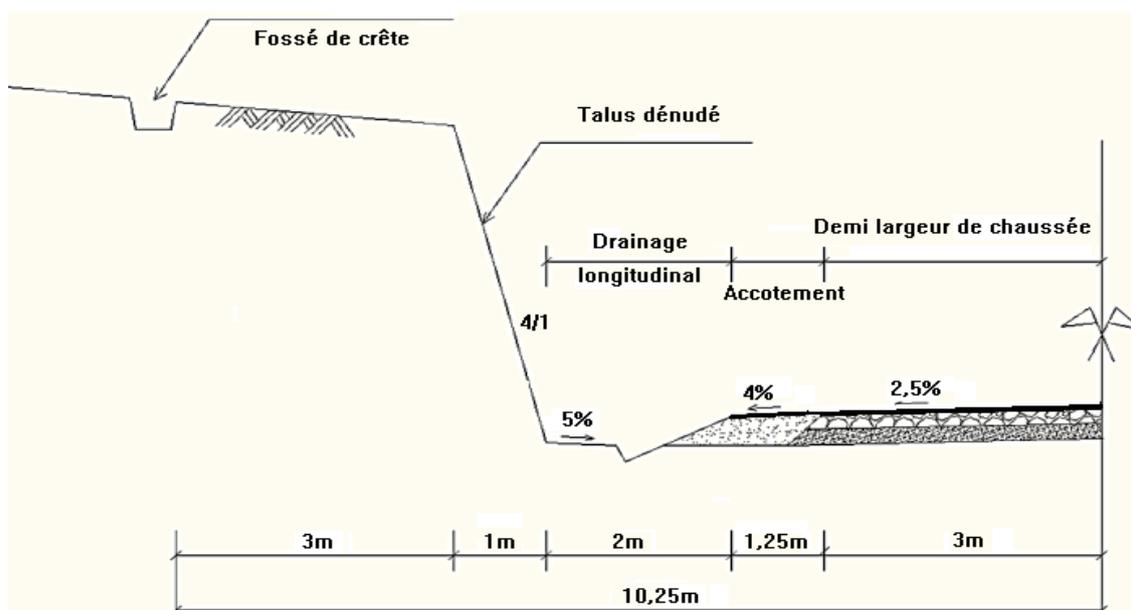


Figure 26: Profil en travers du BV de drainage longitudinal.

VII.1.4.1 Méthodologie.

La méthode de calcul des débits de drainage longitudinal est similaire à celle des BV vue précédemment : cela veut dire qu'on va pareillement utiliser la méthode rationnelle car les surfaces des BV à considérer sont petites.

Le débit de drainage longitudinal est ainsi donné par la formule : (38,39,40,41)

$$Q = 0,278 \times C \times S \times I(t_c, P)$$

Avec :

- $I(t_c, P)$: C'est intensité de pluie pendant le temps de concentration t_c et de période de retour P . Elle est donnée par la relation :

$$I(t_c, P) = 28 \times (t_c + 18)^{-0,763} \times I(1h, P)$$

- $I(1h, P)$: C'est l'intensité horaire de l'averse de période de retour P . Elle est donnée par la relation :

$$I(1h, P) = 0,22 \times H(24, P) + 56$$

- t_c : est défini comme étant le temps que met une goutte de pluie qui tombe au point le plus éloigné de l'exutoire pour arriver à cet exutoire. Il est obtenu par la formule de Ventura :

$$t_c = 7,62 \times \left(\frac{S}{I}\right)^{0,5}$$

- Surface du bassin versant S :

C'est la somme de toutes les surfaces composantes du BV sur la longueur L considérée. Elle est définie par la relation :

$$S = L \sum l_i \quad (42)$$

Avec :

- L : longueur du BV ;
- l_i : largeur de la surface i .
- Coefficient de ruissellement C :

Comme la surface du BV est constituée de plusieurs surfaces de différentes couvertures, alors on considère le coefficient de ruissellement moyen de l'ensemble. Il est défini par la relation :

$$C = \frac{\sum c_i l_i}{\sum l_i} \quad (43)$$

Avec :

- C : coefficient de ruissellement moyen ;
- l_i : largeur de la surface i ;
- C_i : coefficient de ruissellement de la surface i .

Le tableau suivant nous donne Les valeurs des coefficients de ruissellement qui sont fonction des pentes moyennes :

Tableau 78 : Valeur des coefficients de ruissellement.

NATURE DE LA COUVERTURE VEGETALE	C	I[%]
Plateforme et chaussée	0,95	< 5
	0,95	5 à 10
	0,95	10 à 30
	0,95	> 30
Terrain dénudé	0,80	< 5
	0,85	5 à 10
	0,90	10 à 30
	0,95	> 30
Culture couvrante, petite Brousse	0,52	< 5
	0,60	5 à 10
	0,72	10 à 30
	0,80	> 30
Brousse dense, savane	0,30	< 5
	0,36	5 à 10
	0,42	10 à 30
	0,50	> 30
Forêt ordinaire	0,18	< 5
	0,20	5 à 10
	0,25	10 à 30
	0,30	> 30
Grand forêt primaire	0,15	< 5
	0,18	5 à 10
	0,22	10 à 30
	0,25	> 30

Source : Cours hydraulique routière (2015).

VII.1.4.2 Exemple de calcul.

Nous allons, à titre d'exemple effectuer le calcul du débit de drainage longitudinal pour le tronçon n°1 du PK 379+569 au PK 380+532 Les caractéristiques de ce tronçon sont données dans le tableau suivant :

Tableau 79 : Caractéristiques Du tronçon N°1 du PK 379+569 au PK380+532.

Désignation		Notation	Données	Unité
Longueur		L	963,04	m
Pente longitudinale		I	0,5	%
$H(24, P)$		-	132,16	mm
Largeur	Chaussée	l_1	3	m
	Accotement	l_2	1,25	m
	Entre accotement, talus	l_3	2	m
	Talus	l_4	1	m
	Terrain naturel	l_5	3	m
Coefficient de Ruissellement	Chaussée	C_1	0,95	-
	Accotement	C_2	0,95	-
	Entre accotement, talus	C_3	0,80	-
	Talus	C_4	0,95	-
	Terrain naturel	C_5	0,80	-

Calculs :

➤ Surface du BV : $S = 963,4 \times (3 + 1,25 + 2 + 1 + 3) \times 10^{-6} = 0,00987 \text{ km}^2$

➤ Coefficient de ruissellement moyen :

$$C = \frac{C_1 l_1 + C_2 l_2 + C_3 l_3 + C_4 l_4 + C_5 l_5}{l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_5}$$

$$C = \frac{0,95 \times 3 + 0,95 \times 1,25 + 0,80 \times 2 + 0,95 \times 1 + 0,80 \times 3}{3 + 1,25 + 2 + 1 + 3}$$

$$C = 0,876 \approx 0,88$$

Pour une période de retour $P = 10 \text{ ans}$:

➤ $I(1h, P) = 0,22 \times 132,16 + 56 = 85,075 \text{ mm}$

➤ $t_c = 7,62 \times \left(\frac{0,00987}{0,005}\right)^{0,5} = 10,70 \text{ mn}$

➤ $I(t_c, P) = 28 \times (10,70 + 18)^{-0,763} \times 85,075 = 183,87 \text{ mm}$

➤ $Q_{10} = 0,278 \times 0,88 \times 0,00987 \times 183,87 = \mathbf{0,444 \text{ m}^3 / \text{s}}$

VII.1.4.3 Récapitulation des résultats.

Les résultats de calcul des débits de drainage longitudinal sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 80 : Débits de drainage Longitudinal.

N°	Localisation		Longueur [m]	Surface [km ²]	Pente [%]	Q ₁₀ [m ³ /s]
	PK début	PK fin				
1	379+569	380+532	963,04	0,00987	0,005	0,444
2	380+735	381+435	699,98	0,00717	0,01531	0,379
3	381+646	382+668	1022	0,01048	0,01105	0,517
4	382+887	383+193	306	0,00314	0,0448	0,186
5	383+297	383+792	495	0,00507	0,025	0,285
6	384+144	384+366	221,36	0,00227	0,00837	0,125
7	384+586	384+865	278,94	0,00286	0,0157	0,162
8	385+495	386+142	647,52	0,00664	0,01583	0,354
9	386+436	386+804	367,88	0,00377	0,0208	0,213
10	387+018	387+220	201,52	0,00207	0,6066	0,13
11	387+554	387+755	200,89	0,00206	0,04532	0,124
12	388+030	388+176	146,53	0,0015	0,04637	0,091
13	388+510	388+996	485,71	0,00498	0,005	0,244

Suite. Tableau 81 : Débits de drainage Longitudinal.

N°	Localisation		Longueur [m]	Surface [km ²]	Pente [%]	Q ₁₀ [m ³ /s]
	PK début	PK fin				
14	389+630	389+836	205,34	0,0021	0,03729	0,126
15	390+082	390+895	812,21	0,00833	0,01233	0,426
16	391+170	391+373	203,3	0,00208	0,02053	0,122
17	391+636	391+847	211,26	0,00217	0,01837	0,125
18	392+109	392+548	438,95	0,0045	0,01445	0,246
19	392+728	393+105	377,47	0,00387	0,008	0,204
20	393+304	393+797	493,29	0,00506	0,00182	0,216
21	393+996	394+425	429,15	0,0044	0,02662	0,25
22	394+729	394+902	172,97	0,00177	0,0202	0,104
23	395+121	395+641	520,74	0,00534	0,00926	0,277
24	395+847	396+318	471,04	0,00483	0,0024	0,217
25	396+510	396+635	124,36	0,00127	0,02714	0,077
26	396+850	397+387	536,23	0,0055	0,006	0,272
27	397+669	398+099	429,44	0,0044	0,02955	0,252
28	398+399	398+512	112,98	0,00116	0,03728	0,07
29	398+716	400+259	1543	0,01582	0,0184	0,789

VII.2 ETUDE HYDRAULIQUE.

VII.2.1 Etude des fossés latéraux.

Les fossés latéraux sont des ouvrages d'assainissement longeant la route. Ils se situent de part et d'autre ou d'un seul côté de la chaussée selon le profil en travers. Ils sont destinés à évacuer l'eau recueillie par les BV composés de la chaussée et des zones environnantes, vers la zone de décharge la plus proche.

L'étude des fossés latéraux consiste à déterminer le type et les dimensions des fossés qu'on aura à implanter pour évacuer les débits de drainage longitudinal tout en considérant la vitesse d'écoulement. [1]

VII.2.1.1 Méthodologie et principe de dimensionnement. [1]

Trois types de fossé peuvent être aménagés suivant la nécessité : triangulaire, rectangulaire, et trapézoïdal. Pour commencer le dimensionnement, on choisit toujours le fossé triangulaire ; une autre section de capacité d'évacuation plus importante sera étudiée si le fossé est sous dimensionné. Dans le dernier cas, si le fossé demeure sous dimensionné, on a recours à l'implantation des ouvrages de décharge.

La méthode consiste à déterminer le débit maximal évacuable Q_{max} pour un fossé et de le comparer au débit Q_0 à évacuer. On retient les fossés dont les dimensions permettent d'avoir un

Q_{max} égal à Q_0 à 5 % près.

Pour déterminer le débit maximal évacuable Q_{max} , on utilise la formule de Manning-Strickler :

$$Q_{max} = v \times w \quad (44)$$

- v : vitesse d'écoulement [m/s] ;
- w : surface mouillée de la section du fossé [m^2].

Où :

$$v = k \times R^{2/3} \times i_f^{1/2} \quad (45)$$

Avec :

- k : coefficient de rugosité de la surface d'écoulement ;
- R : Rayon hydraulique [m]
- i_f : pente longitudinale du fossé.

VII.2.1.2 Les différents paramètres des fossés [1]

a) Rayon hydraulique.

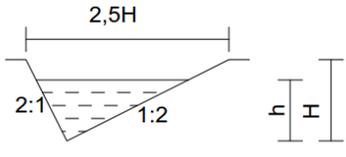
Le rayon hydraulique est défini par la relation :

$$R = \frac{w}{x} \quad (46)$$

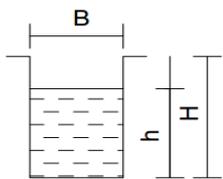
- w : surface mouillée ou ouverture efficace du fossé [m^2]
- x : périmètre mouillé [m].

Ces paramètres sont fonctions de la forme du fossé aménagé.

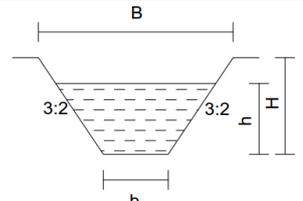
✚ Pour la forme triangulaire ;

	$w[m^2]$	$x[m]$	$R[m]$
	$\frac{5h^2}{4}$	$\frac{3h\sqrt{5}}{2}$	$\frac{h\sqrt{5}}{6}$

✚ Pour la forme rectangulaire ;

	$w[m^2]$	$x[m]$	$R[m]$
	Bh	$B + 2h$	$\frac{Bh}{B + 2h}$

✚ Pour la forme trapézoïdale.

	$w[m^2]$	$x[m]$	$R[m]$
	$Bh + mh^2$ $\left(\frac{1}{m} = \frac{3}{2}\right)$	$B + 2h\sqrt{m^2 + 1}$	$\frac{Bh + mh^2}{B + 2h\sqrt{m^2 + 1}}$

b) Le coefficient de rugosité des surfaces d'écoulement.

Le coefficient de rugosité k dépend du revêtement du fossé et de l'état de celui-ci. Les valeurs du coefficient de rugosité sont lues dans le tableau suivant :

Tableau 82 : Valeur du coefficient de rugosité k .

Nature de la surface d'écoulement		Valeur de k		
		Bon	Passable	Mauvais
Sol sableux		50	50	40
Sol argileux	Compact	59	50	-
	Sec	56	53	-
Revêtement en bois		100	83	71
Revêtements en béton	Lisse	83	77	-
	Rugueux	71	67	56
Maçonnerie de moellons	Jointoyée	71	67	62
	Sèche	50	45	37
Gazonnage		33	33	29

c) Pente longitudinale du fossé.

Il s'agit de la pente du fond du fossé. Elle est donnée par la relation :

$$i_f = \frac{H + H_0}{L} + i_T \quad (47)$$

Avec :

- H : profondeur du fossé [m] ;
- H_0 : profondeur de garde du fossé [m], $H_0 = 0.10m$;
- L : longueur du fossé [m] ;
- i_T : pente longitudinale du terrain naturel.

VII.2.1.3 Conditions.

a) Sur les dimensions du fossé :

Pour raison de conformité, il y a des limitations à prendre en compte au niveau des dimensions des fossés :

- ❖ Largeur à la gueule du fossé :
 - Triangulaire : $B \leq 1,00m$;
 - Rectangulaire : $b \leq 0,40m$;
 - Trapézoïdale : $B \leq 1,00m$.

- ❖ Profondeur du fossé :
 - Triangulaire : $H \leq 0,40m$;
 - Rectangulaire : $H \leq 0,60m$;
 - Trapézoïdale : $H \leq 0,60m$.

b) Sur la vitesse d'écoulement.

Pour éviter tout risque d'affouillement et d'ensablement, la vitesse d'écoulement doit vérifier la relation :

$$v_{ens} \leq v \leq v_{aff} \quad (48)$$

Avec :

v_{ens} : Vitesse d'ensablement :

- $v_{ens} = 0,25 m/s$ pour terrain sableux ;
- $v_{ens} = 0,50 m/s$ pour terrain limoneux.

v_{aff} : Vitesse d'affouillement :

- $v_{aff} = 3,00m/s$ pour terrain limoneux ou sableux ;
- $v_{aff} = 6,50m/s$ pour fossé maçonné.

c) Sur le débit.

Il est nécessaire de calculer le rapport $\frac{|\Delta Q| \times 100}{Q}$ pour voir si le fossé choisi est convenable pour évacuer le débit concerné.

- Si $\frac{|\Delta Q| \times 100}{Q} \leq 5\%$, le fossé est bien dimensionné ;

- Si $\frac{|\Delta Q| \times 100}{Q} > 5\%$ avec $Q_{max} > Q_0$ le fossé est surdimensionné ;
- Si $\frac{|\Delta Q| \times 100}{Q} > 5\%$ avec $Q_{max} < Q_0$ le fossé est sous dimensionné.

VII.2.1.4 Nombre et emplacement des ouvrages de décharge.

S'il n'y a pas d'exutoire au bout du fossé, on a recours à l'implantation d'ouvrage(s) de décharge.

Le nombre d'ouvrages de décharge nécessaires est $n - 1$ tel que :

$$n = \frac{Q_0}{Q_{max}} \quad (49)$$

Pour calculer alors le nouveau débit à évacuer par les fossés et les ouvrages de décharge, le tronçon sera divisé en n tronçons égaux et les fossés seront redimensionner avec les nouveaux paramètres :

$$Q'_o = \frac{Q_0}{n} \quad (50)$$

$$L' = \frac{L}{n} \quad (51)$$

Avec :

- Q'_o : nouveau débit à évacuer sur la longueur L' [m^3 / s] ;
- L' : longueur du fossé jusqu'à un ouvrage de décharge [m].

VII.2.1.5 Application de dimensionnement des fossés.

Soit le débit longitudinal N°1 , Les caractéristiques de ce débit sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 83 : caractéristiques du débit Longitudinale n°4.

N°	Localisation		Longueur [m]	Surface [km ²]	Pente [%]	Q ₁₀ [m ³ /s]
	PK début	PK fin				
4	382+887	383+193	306	0,00314	0,0448	0,186

Posons : $H = 0,40$ m et $h = 0,40 - 0,10 = 0,30$ m. Adoptons en premier lieu un fossé en terre triangulaire dans un souci de coût ($k = 50$).

Numériquement par application des formules sus décrites, on a :

- $w = \frac{5 \times 0,30^2}{4} = 0,1125 m^2$
- $\chi = \frac{3 \times 0,30 \sqrt{5}}{2} = 1,006 m$

- $R = \frac{0,30 \times \sqrt{5}}{6} = 0,1118$
- $i_f = \frac{0,40 + 0,10}{306} + 0,0448 = 0,04578$
- $v = 50 \times 0,1118^{2/3} \times 0,04578^{1/2} = 2,4828 \text{ m/s}$
- $Q_{max} = 2,4828 \times 0,1125 = 0,2793 \text{ m}^3/\text{s}$
- $\frac{|\Delta Q| \times 100}{Q} = \frac{|0,186 - 0,2793| \times 100}{0,186} = 50,17\%$

Puisque $v_{ens} = 0,25 \text{ m/s} \leq v = 2,4828 \text{ m/s} \leq v_{aff} = 3,00 \text{ m/s}$ il n'y a ni affouillement ni ensablement. Mais puisque $\frac{|\Delta Q| \times 100}{Q} > 5\%$, le fossé est surdimensionné. La solution est de redimensionner ces fossés en diminuant la valeur de H.

Prenons : H= 0,36 m et h= 0,36 - 0,1 = 0,26m

Après calculs Nous obtenons les résultats suivant pour le dimensionnement des fossés Triangulaire en Terre :

Tableau 84 : résultats des dimensionnements des fossés triangulaires en Terre.

N°	H [m]	b [m]	w [m ²]	X [m]	R [m]	i _f [%]	v [m/s]	Q _{max} [m ³ /s]	\Delta Q \times 100	Observation
									Q	
1	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0053	0,85	0,095	78,57	SOUSDIM
2	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0157	1,46	0,163	56,78	SOUSDIM
3	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0113	1,24	0,136	73,1	SOUSDIM
4	0,36	0,9	0,08	0,872	0,097	0,0456	2,25	0,190	2,39	BIEN
5	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0256	1,86	0,208	26,7	SOUSDIM
6	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0097	1,14	0,128	2,99	BIEN
7	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0168	1,5	0,169	4,36	BIEN
8	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0163	1,48	0,166	52,93	SOUSDIM
9	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0216	1,71	0,191	9,89	SOUSDIM
10	0,31	0,775	0,06	0,704	0,078	0,0617	2,27	0,125	0,21	BIEN
11	0,32	0,8	0,06	0,738	0,082	0,0464	2,03	0,122	0,81	BIEN
12	0,295	0,7375	0,05	0,654	0,073	0,0477	1,9	0,09	0,67	BIEN
13	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0056	0,87	0,097	59,9	SOUSDIM
14	0,33	0,825	0,07	0,771	0,086	0,0384	1,9	0,125	0,03	BIEN
15	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0127	1,31	0,147	65,47	SOUSDIM
16	0,35	0,875	0,08	0,839	0,093	0,0218	1,52	0,118	2,93	BIEN
17	0,36	0,9	0,08	0,872	0,097	0,0196	1,48	0,124	0,18	BIEN
18	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0151	1,43	0,160	34,72	SOUSDIM
19	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0088	1,09	0,122	39,99	SOUSDIM
20	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0024	0,57	0,064	70,19	SOUSDIM

Suite. Tableau 85 : résultats des dimensionnements des fossés triangulaires en Terre.

N°	H [m]	b [m]	w [m ²]	X [m]	R [m]	i _f [%]	v [m/s]	Q _{max} [m ³ /s]	$ \Delta Q \times 100$	Observation
									Q	
21	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0273	1,92	0,215	13,69	SOUSDIM
22	0,34	0,85	0,07	0,805	0,089	0,0216	1,47	0,105	1,71	BIEN
23	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0098	1,15	0,129	53,26	SOUSDIM
24	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,003	0,64	0,071	66,86	SOUSDIM
25	0,3	0,75	0,05	0,671	0,075	0,0287	1,5	0,075	2,51	BIEN
26	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0066	0,94	0,1057	61,13	SOUSDIM
27	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0302	2,02	0,22703	9,91	SOUSDIM
28	0,285	1	0,04	0,621	0,069	0,0389	1,66	0,070	1,36	BIEN
29	0,4	1	0,11	1,006	0,112	0,0186	1,58	0,178	77,44	SOUSDIM

Le fossé de type triangulaire reste sous dimensionné pour la plupart des BV, C'est-à-dire que ce type de fossé n'arrive pas à évacuer les débits. Nous allons passer à un autre type de fossé à capacité d'évacuation plus important. Nous allons essayer le type rectangulaire.

Tableau 86 : Dimensionnement de fossé rectangulaire en Terre.

N°	H [m]	b [m]	w [m ²]	X [m]	R [m]	i _f [%]	v [m/s]	Q _{max} [m ³ /s]	$ \Delta Q \times 100$	Observation
									Q	
1	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0053	0,832	0,0998	34,4164	SOUSDIM
2	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0157	1,4323	0,1719	20,7124	SOUSDIM
3	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0113	1,216	0,1459	37,1076	SOUSDIM
5	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0256	1,8267	0,2192	6,5796	SOUSDIM
8	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0163	1,457	0,1748	17,9165	SOUSDIM
9	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0216	1,6783	0,2014	1,16	BIEN
13	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0056	0,8556	0,1027	14,1327	SOUSDIM
15	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0127	1,2863	0,1544	27,164	SOUSDIM
18	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0151	1,4043	0,1685	7,7482	SOUSDIM
19	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0088	1,0706	0,1285	7,5534	SOUSDIM
20	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0024	0,563	0,0676	14,8443	SOUSDIM
21	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0273	1,8868	0,2264	2,3583	BIEN
23	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0098	1,1322	0,1359	14,1134	SOUSDIM
24	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,003	0,6289	0,0755	14,1535	SOUSDIM
26	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0066	0,9245	0,1109	16,1054	SOUSDIM
27	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0302	1,9853	0,2382	1,3768	BIEN
29	0,5	0,3	0,12	1,1	0,1091	0,0186	1,5566	0,1868	60,2204	SOUSDIM

Tableau 87 : Dimensionnement de fossé rectangulaire maçonné.

N°	H [m]	b [m]	w [m ²]	X [m]	R [m]	i _f [%]	v [m/s]	Q _{max} [m ³ /s]	$\frac{ \Delta Q \times 100}{Q}$	Observation
1	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0053	1,1148	0,1338	31,022	SOUSDIM
2	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0157	1,9193	0,2303	14,8686	SOUSDIM
3	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0113	1,6295	0,1955	32,1461	SOUSDIM
5	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0256	2,4478	0,2937	0,8733	BIEN
8	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0163	1,9523	0,2343	11,9721	SOUSDIM
13	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0056	1,1465	0,1376	10,6419	SOUSDIM
15	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0127	1,7237	0,2068	21,9158	SOUSDIM
18	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0151	1,8818	0,2258	2,0186	BIEN
19	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0088	1,4345	0,1721	3,1855	BIEN
20	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0024	0,7544	0,0905	12,5473	SOUSDIM
23	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0098	1,5172	0,1821	9,494	SOUSDIM
24	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,003	0,8427	0,1011	11,5876	SOUSDIM
26	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0066	1,2389	0,1487	12,3333	SOUSDIM
29	0,5	0,3	0,12	1,1	0,109091	0,0186	2,0859	0,2503	53,8693	SOUSDIM

Le fossé type Rectangulaire reste encore sous Dimensionné pour la majorité des BV, Passons au type trapézoïdal :

Tableau 88 : Dimensionnement de fossé trapézoïdale.

N°	H [m]	b [m]	w [m ²]	X [m]	R [m]	i _f [%]	v [m/s]	Q _{max} [m ³ /s]	$\frac{ \Delta Q \times 100}{Q}$	Observation
1	0,5	0,3	0,2272	1,263	0,1799	0,0054	1,5712	0,357	8,702172	SOUSDIM
2	0,43	0,3	0,172	1,0944	0,1571	0,0158	2,4511	0,4215	4,250161	BIEN
3	0,5	0,3	0,2272	1,263	0,1799	0,0114	2,2842	0,519	0,19718	BIEN
8	0,41	0,3	0,1574	1,0463	0,1504	0,0163	2,4198	0,3808	2,6841	BIEN
13	0,45	0,3	0,1871	1,1426	0,1637	0,0057	1,5166	0,2837	3,97228	BIEN
15	0,47	0,3	0,2027	1,1907	0,1702	0,0128	2,327	0,4717	4,573082	BIEN
20	0,5	0,3	0,2272	1,263	0,1799	0,0026	1,096	0,249	3,300557	BIEN
23	0,42	0,3	0,1646	1,0704	0,1538	0,0099	1,9112	0,3146	3,759388	BIEN
24	0,49	0,3	0,2189	1,2389	0,1767	0,0032	1,1983	0,2623	4,53103	BIEN
26	0,45	0,3	0,1871	1,1426	0,1637	0,0067	1,6355	0,306	3,396573	BIEN
29	0,5	0,3	0,2272	1,263	0,1799	0,0187	2,9165	0,6626	12,63634	SOUSDIM

Pour les BV N° 1 et 29 le type trapézoïdal est encore sous dimensionné, alors , des ouvrages de décharge seront implantés.

Pour le BV N°1 :

➤ Le nombre d'ouvrage de décharge est donné par :

$$n - 1 = \frac{0,444}{0,204} - 1 = 1 \text{ Ouvrage de décharge}$$

➤ La distance de l'ouvrage de décharge est :

$$L' = \frac{963,04}{2} = 481,52m$$

➤ Le nouveau débit à évacuer est :

$$Q' = \frac{0,444}{2} = 0,222 m^3 /s$$

Pour BV N°29 :

➤ Le nombre d'ouvrage de décharge est

$$n - 1 = \frac{0,789}{0,6626} - 1 = 1 \text{ Ouvrage de décharge}$$

➤ La distance de l'ouvrage de décharge est :

$$L' = \frac{1543}{2} = 771,5m$$

➤ Le nouveau débit à évacuer est :

$$Q' = \frac{0,789}{2} = 0,394 m^3 /s$$

VII.2.1.6 Récapitulation des résultats.

Après avoir fait les calculs nécessaires à l'étude des ouvrages de drainage longitudinal, quatre types de fossé sont retenus :

- ✓ Fossé triangulaire en terre ;
- ✓ Fossé rectangulaire en terre ;
- ✓ Fossé rectangulaire maçonnerie de moellons ;
- ✓ Fossé trapézoïdal en maçonnerie de moellons.

Tableau 89: liste des fossés triangulaires en Terre.

N°	Localisation		Longueur [m]	H [m]	Q _{max} [m ³ /s]	Q ₀ [m ³ /s]	$\frac{ \Delta Q \times 100}{Q}$	Observation
	PK début	PK fin						
4	382+887	383+193	306	0,36	0,190	0,186	2,39	BIEN
6	384+144	384+366	221,36	0,4	0,128	0,125	2,99	BIEN
7	384+586	384+865	278,94	0,4	0,169	0,162	4,36	BIEN
10	387+018	387+220	201,52	0,31	0,125	0,125	0,21	BIEN
11	387+554	387+755	200,89	0,32	0,122	0,124	0,81	BIEN
12	388+030	388+176	146,53	0,295	0,090	0,091	0,67	BIEN
14	389+630	389+836	205,34	0,33	0,125	0,126	0,03	BIEN
16	391+170	391+373	203,3	0,35	0,118	0,122	2,93	BIEN
17	391+636	391+847	211,26	0,36	0,124	0,125	0,18	BIEN

N°	Localisation		Longueur [m]	H [m]	Q _{max} [m ³ /s]	Q ₀ [m ³ /s]	$\frac{ \Delta Q \times 100}{Q}$	Observation
	PK début	PK fin						
22	394+729	394+902	172,97	0,34	0,105	0,104	1,71	BIEN
25	396+510	396+635	124,36	0,3	0,075	0,077	2,51	BIEN
28	398+399	398+512	112,98	0,285	0,070	0,07	1,36	BIEN

Tableau 90 : liste des fossés rectangulaires en Terre.

N°	Localisation		Longueur [m]	H [m]	Q _{max} [m ³ /s]	Q ₀ [m ³ /s]	$\frac{ \Delta Q \times 100}{Q}$	Observation
	PK début	PK fin						
9	386+436	386+804	367,88	0,5	0,201	0,213	1,16	BIEN
21	393+996	394+425	429,15	0,5	0,226	0,25	2,36	BIEN
27	397+669	398+099	429,44	0,5	0,238	0,252	1,34	BIEN

Tableau 91 : liste des fossés rectangulaires maçonnés.

N°	Localisation		Longueur [m]	H [m]	Q _{max} [m ³ /s]	Q ₀ [m ³ /s]	$\frac{ \Delta Q \times 100}{Q}$	Observation
	PK début	PK fin						
5	383+297	383+792	495	0,5	0,293	0,285	0,87332703	BIEN
18	392+109	392+548	438,95	0,5	0,225	0,246	2,01860764	BIEN
19	392+728	393+105	377,47	0,5	0,172	0,204	3,18552115	BIEN

Tableau 92 : liste des fossés trapézoïdaux maçonnés.

N°	Localisation		Longueur [m]	H [m]	Q _{max} [m ³ /s]	Q ₀ [m ³ /s]	$\frac{ \Delta Q \times 100}{Q}$	Observation
	PK début	PK fin						
1	379+569	380+532	963,04	0,5	0,356	0,444	8,70217216	1 ODE
2	380+735	381+435	699,98	0,43	0,421	0,379	4,25016122	BIEN
3	381+646	382+668	1022	0,5	0,518	0,517	0,19717966	BIEN
8	385+495	386+142	647,52	0,41	0,381	0,354	2,68409968	BIEN
13	388+510	388+996	485,71	0,45	0,288	0,244	3,9722798	BIEN
15	390+082	390+895	812,21	0,47	0,482	0,426	4,57308216	BIEN
20	393+304	393+797	493,29	0,5	0,249	0,216	3,30055678	BIEN
23	395+121	395+641	520,74	0,42	0,314	0,277	3,75938806	BIEN
24	395+847	396+318	471,04	0,49	0,262	0,217	4,53102977	BIEN
26	396+850	397+387	536,23	0,45	0,30	0,272	3,3965727	BIEN
29	398+716	400+259	1543	0,5	0,662	0,789	12,6363446	1 ODE

VII.2.2 Etude des ouvrages de décharges. [1]

Les ouvrages de décharge ont une fonction de drainage transversal ; c'est-à-dire : ils permettent aux eaux de ruissellement de traverser la route. Les ouvrages de décharge sont de deux types :

- ✓ les buses : de section circulaire, elles peuvent être métallique ou en béton, armé ou non selon le rayon. Le rayon de la section d'une buse doit être au moins 1m pour permettre le curage et l'Entretien. Il doit y avoir au moins 0,80 m de remblai au-dessus de la buse ;
- ✓ les dalots : de section rectangulaire, on distingue :
 - les dalots ordinaires : constitués de piédroits verticaux fondés sur semelles ou radier et sur lesquels repose une dalle en BA ;
 - les dalots cadres : le radier, les piédroits et la dalle constitue une seule structure rigide en BA ;
 - les dalots portiques : semblables aux dalots cadres mais sans radier.

Pour notre étude, les ouvrages de décharge à considérer sont exclusivement les dalots.

Les dalots peuvent avoir deux rôles distincts :

- Évacuer les eaux de ruissellement venant des fossés latéraux ; on parle de dalot d'assainissement ;
- Évacuer les eaux venant d'un écoulement naturel d'un côté de la chaussée vers l'autre côté ; on parle de dalot de franchissement dans ce cas.

VII.2.2.1 Hypothèses.

On considère pour les dalots :

- un régime d'écoulement torrentiel ;
- un écoulement à sortie libre.

VII.2.2.2 Méthode de calcul.

La méthode consiste à donner une largeur B au dalot. Puis, calculer la pente critique et la vitesse d'écoulement. Cette vitesse sera appréciée par rapport à la vitesse d'affouillement et à la vitesse d'ensablement pour vérifier si le dalot est bien dimensionné ou non.

a) Calcul de la pente critique.

La pente critique de référence pour la détermination de la pente définitive à donner au dalot sera calculée par le biais des deux paramètres adimensionnels suivants :

$$Q_I^* = \frac{Q_0}{\sqrt{g + B^5}} \quad (52)$$

$$I_{cr}^* = \frac{I_{cr} \times k^2 \times B^{1/3}}{g} \quad (53)$$

Q_I^* et I_{cr}^* : paramètres adimensionnels ;

I_{cr} : pente critique du dalot ;

k : coefficient de rugosité de la surface du dalot, $k = 67$;

g : accélération de la pesanteur, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;

L'abaque de calcul de la pente dans un dalot (cf. Annexe VIII) permet de déterminer I_{cr}^* en fonction de Q_I^* . La formule (53) permet alors de déduire I_{cr} connaissant I_{cr}^* :

$$I_{cr} = \frac{I_{cr}^* \times g}{k^2 \times B^{1/3}} \quad (54)$$

b) Calcul de la vitesse d'écoulement.

Le calcul est semblable à celui de la pente critique vu précédemment. Il faut déterminer les paramètres adimensionnels Q_V^* et V^* , on en déduit la vitesse après.

$$V^* = \frac{V}{k \times I^{1/2} \times B^{2/3}} \quad (55)$$

$$Q_V^* = \frac{Q_0}{k \times I^{1/2} \times B^{8/3}} \quad (56)$$

Q_V^* et V^* , sont les paramètres adimensionnels ;

I : est la pente réelle du dalot. Elle tient compte des imperfections de mise en œuvre et est donnée par la relation :

$$I = 1,20 \times I_{cr} \quad (57)$$

Après avoir calculé Q_V^* , on lit V^* dans l'abaque de calcul de la vitesse dans un dalot (cf. Annexe IX). Connaissant alors V^* , on tire V à partir de la formule (55) décrite par :

$$V = V^* \times k \times I^{1/2} \times B^{2/3} \quad (58)$$

c) Vérifications.

Le dalot ne doit présenter ni affouillement ni ensablement, pour cela sa vitesse doit être telle que :

$$V_{ens} \leq V \leq V_{aff} \quad (59)$$

Avec :

$$V_{ens} = 0,50 \text{ m/s}$$

$$V_{aff} = 3 \text{ m/s}$$

- Si la vitesse V est inférieure à la vitesse d'ensablement, la section doit être diminuée car l'ouvrage est surdimensionné. C'est-à-dire on diminue B

- Si la vitesse V est supérieure à la vitesse d'affouillement, il faut augmenter l'ouverture du dalot. C'est-à-dire on augmente B .

d) Calcul de la hauteur du Dalot.

La hauteur du dalot est obtenue en ajoutant 20 cm à la hauteur de la lame d'eau :

$$D = y + 0,20 \quad (60)$$

La hauteur de la lame d'eau est définie par la relation :

$$y = B \times Q_I^{*2/3} \quad (61)$$

e) Exemple de Calcul.

Nous allons alors faire l'étude des dalots évacuant les débits respectifs du BV longitudinal n° 29 et du BV transversal n°61

➤ Pour le BV longitudinale N°29

Soit le BV 29 avec un débit $Q_0 = 0.395 \text{ m}^3/\text{s}$. Puisque le débit est moins élevé, la valeur de B certainement suffisante est $B = 0,5 \text{ m}$.

Calcul de la pente critique :

$$Q_I^* = \frac{0.395}{\sqrt{9.81+1^5}} = 0.126$$

L'abaque $I^* = f(Q_I^*)$ donne la valeur de $I_{cr}^* = 2.7$

$$I_{cr} = \frac{2,7 \times 9.81}{67^2 \times 1^{1/3}} = 0,0058$$

La pente réelle du dalot est :

$$I = 1,20 \times 0.0058 = 0,0070$$

Calcul de la vitesse d'écoulement :

$$Q_V^* = \frac{0,395}{67 \times 0.0070^{1/2} \times 0,5^{8/3}} = 0,070$$

L'abaque de dimensionnement d'un dalot $V^* = f(Q_v^*)$ nous donne la valeur de $V^* = 0,46$.

La vitesse est donc :

$$V = 0,46 \times 67 \times 0,0070^{1/2} \times 0,5^{2/3} = 0,91 \text{ m/s}$$

Puisque V vérifie la condition $V_{ens} < V < V_{aff}$, Le Dalot est donc normalement dimensionné.

Hauteur du dalot :

La hauteur de la lame d'eau est

$$y = 0.5 \times 0,126^{2/3} = 0,52m$$

Ce qui nous donne la hauteur du dalot : $D = 0,52 + 0,20 = 0,72m$

Prenons alors la valeur sécuritaire de $B = 0,80m$

Donc, pour ce BV un Dalot simple **0,50 × 0,80** sera construit.

➤ Pour le BV transversale N°59

Soit le BV 61 avec un débit $Q_0 = 8,51 m^3/s$. Puisque le débit est peu élevé,

On va diviser le débit en deux (02) avec $Q_0 = 4,255m^3/s$. $B=2m$ est certainement suffisante.

Calcul de la pente critique :

$$Q_I^* = \frac{4,255}{\sqrt{9.81+2^5}} = 0,240$$

L'abaque $I^* = f(Q_I^*)$ donne la valeur de $I_{cr}^* = 3,00$

$$I_{cr} = \frac{3 \times 9.81}{67^2 \times 2^{1/3}} = 0,0065$$

La pente réelle du dalot est :

$$I = 1,20 \times 0.0065 = 0,0078$$

Calcul de la vitesse d'écoulement :

$$Q_V^* = \frac{4,255}{67 \times 0.0078^{1/2} \times 2^{8/3}} = 0,716$$

L'abaque de dimensionnement d'un dalot $V^* = f(Q_v^*)$ nous donne la valeur de $V^* = 0,52$.

La vitesse est donc : $V = 0,52 \times 67 \times 0,0078^{1/2} \times 2^{2/3} = 4.118 m/s$

Puisque V vérifie la condition $V_{ens} < V < V_{aff}$, Le Dalot est donc normalement dimensionné.

Hauteur du dalot :

La hauteur de la lame d'eau est :

$$y = 2 \times 0,240^{2/3} = 0,65m$$

Ce qui nous donne la hauteur du dalot : $D = 0,65 + 0,20 = 0,85m$

Prenons alors la valeur sécuritaire de $B = 1m$

Donc, pour ce BV un Dalot **2 * (2,00 × 1,00)** sera construit

En appliquant les principes de dimensionnement sus décrits, nous obtenons le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 93 : Les paramètres de construction des dalots pour BV Transversale.

N°	Q_0 (m^3/s)	B (m)	I	V (m/s)	D Appliqué	Dalot type
BV-55	0,730	1	0,010872	0,640382	1	Dalot simple (1,00 x 1,00)
BV-56	1,454	2	0,007466	3,627962	1	Dalot simple (1,00 x 1,00)
BV-57	2,047	2	0,007728	4,005194	1	Dalot double (1,00 x 1,00)
BV-58	1,316	2	0,007309	3,627756	1	Dalot simple (2,00 x 1,00)
BV-59	8,51	2	0,007597	3,815377	1	Dalot double (2,00 x 1,00)
BV-60	1,458	2	0,007492	3,75031	1	Dalot simple (2,00 x 1,00)
BV-61	2,364	2	0,007859	4,11819	1	Dalot double (1,00 x 1,00)
BV-62	0,456	1	0,009038	0,912978	1	Dalot simple (1,00 x 1,00)
BV-63	1,55	2	0,007506	3,753587	1	Dalot simple (2,00 x 1,00)

Tableau 94 : Les paramètres de construction des dalots pour BV Longitudinale.

N°	Q_0 (m^3/s)	B (m)	I	V (m/s)	D Appliqué	Dalot type
BV lg1	0,222	0,5	0,007466	0,501739	0,8	Dalot simple (0,50 x 0,80)
BV lg29	0,3945	0,5	0,007073	0,910974	0,8	Dalot simple (0,50x0,80)

Chapitre VIII : DIMENSIONNEMENT MECANIQUE DU DALOT

Il s'agit, ici, par dimensionnement mécanique d'étudier les paramètres assurant la stabilité et durabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts y appliqués. Ces paramètres sont fondamentalement : les épaisseurs du tablier, des piédroits, du radier et les armatures correspondantes en fonction des sollicitations.

Pour le dimensionnement mécanique, c'est le dalot à double ouvertures $2 \times (2,00m \times 1,00m)$ qui sera étudié. C'est un dalot cadre en BA.

Les calculs de ferrailage seront menés suivant les règles de calculs et de conception des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91 modifié 99.

VIII.1 PREDIMENSIONNEMENT.

Le prédimensionnement consiste à déterminer l'épaisseur provisoire de l'ouvrage. Cette épaisseur sera rapportée et prise comme hypothèse pour le dimensionnement. Cette épaisseur des parois du dalot est donnée par la relation :

$$e = e_0 \sqrt{1 + \frac{H_R \times l^2}{2000e_0}} \quad (62)$$

$$e_0 = \frac{l}{40} + 0,10 \quad (63)$$

e : épaisseurs des éléments(m) ;

H_R : hauteur du remblai au-dessus du dalot (m) ;

l : ouverture du dalot (m) ;

On obtient les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 95 : Calcul de l'épaisseur des parois.

H_R	l	e_0	e (m)
1	2	0,15	0,2

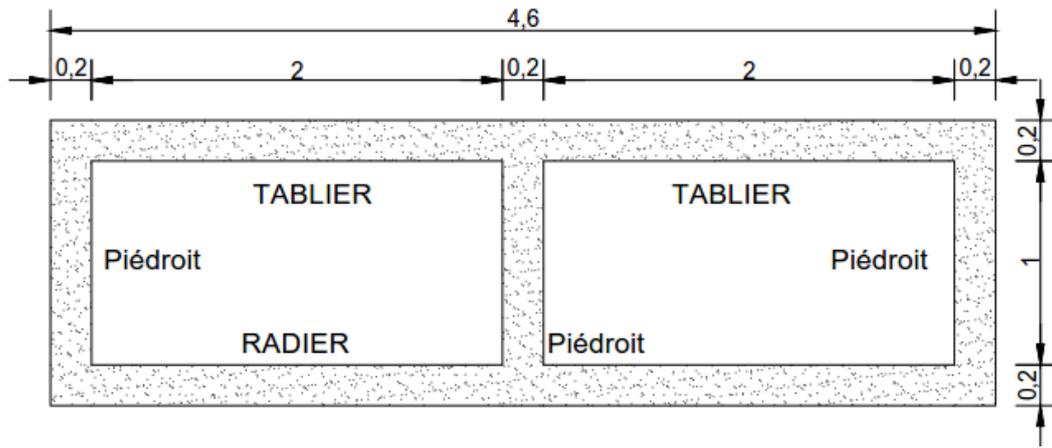


Figure 27: Description du Dalot double 2,00*1,00.

VIII.2 EVALUATION DES CHARGES APPLIQUES SUR LE DALOT.

VIII.2.1 Hypothèses de calculs.

- Pour le remblai :
 - Poids volumique du remblai : $\rho_r = 1,8 \text{ T} / \text{m}^3$;
 - Hauteur : $H_R = 0,40 \text{ m}$;
 - Angle de frottement interne du remblai : $\theta_r = 30^\circ$
- Pour la chaussée :
 - Masse volumique du GCNT : $\gamma_{GCNT} = 2,3 \text{ T} / \text{m}^3$;
 - Epaisseur de la chaussée $e_c = 0,17 \text{ m}$;
- Pour le béton :
 - Poids volumique du béton : $\rho_b = 2,5 \text{ T} / \text{m}^3$;
 - Angle de répartition des charges à travers le béton : $\theta_b = 45^\circ$.

VIII.2.2 Charges permanentes.

VIII.2.2.1 Charges appliqués sur le Tablier.

Poids propre du tablier :

$$g_t = \rho_b \times e_b = 2,5 \times 0,20 = 0,50 \text{ T} / \text{m}^2$$

Poids du remblai :

$$g_r = \rho_r \times H_R = 1,8 \times 0,40 = 0,72 \text{ T} / \text{m}^2$$

Poids de la chaussée :

$$g_c = \rho_c \times e_c = 2,3 \times 0,17 = 0,39T/m^2$$

La charge appliquée au tablier est donc :

$$g_1 = g_t + g_r + g_c = 0,50 + 0,72 + 0,39 = \mathbf{1,61T/m^2}$$

VIII.2.2.2 Poussées de terre sur les piédroits extrêmes.

La poussée de terre, fonction de la profondeur, est donnée par la relation :

$$p(x) = \rho_r \cdot K_{ay}x + (g_r + g_c) \cdot K_{aq} \quad (64)$$

➤ K_{ay} : Coefficient de poussée active due au frottement interne tel que :

$$K_{ay} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\lambda - \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \varphi)\cos(\varphi - \beta)}} \right] \quad (65)$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne ;

δ : Angle de la résultante de la poussée avec la normale de l'écran ;

β : Angle de la surface libre du sol avec l'horizontale ;

λ : Angle de la face de l'écran au contact du sol avec la verticale.

Puisque $\delta = \lambda = \beta = 0$ et $\varphi = 30^\circ$

Numériquement, nous avons :

$$K_{ay} = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos(0 - 0)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(0 + 30)\sin(30 - 0)}{\cos(0 + 30)\cos(30 - 0)}} \right] = 0,33$$

➤ K_{aq} : coefficient dû à une charge répartie tel que :

$$K_{aq} = \frac{K_{ay}}{\cos(\beta - \lambda)} = \frac{0,33}{\cos(0)} = K_{ay} = 0,33$$

Ainsi :

$$p(x) = 1,8 \times 0,33x + 0,72 \times 0,33$$

$$p(x) = 0,594x + 0,367$$

Et selon la valeur de x nous avons :

Valeur de x	Valeur de $p(x)$ [T/m^2]
0	0,367
1,2	1,07

VIII.2.2.3 Réaction du sol sur le radier.

La réaction du sol est égale aux charges appliquées au radier (principe de l'action et de la réaction) composées de :

Poids propre du radier :

$$g_{rad} = \rho_b \times e_b = 0,5 T/m^2$$

Poids propre des piédroits :

$$g_p = 3 \times \rho_b \times e_b = 1,5 T/m^2$$

La réaction du sol vis-à-vis des poids propres est donc :

$$g_2 = g_1 + g_p + g_{rad} = 1,61 + 1,5 + 0,5 = 3,61 T/m^2$$

VIII.2.3 Surcharge d'exploitation.

Les surcharges à considérer dans le calcul sont les systèmes de surcharge B_c (camion type) et B_t (roue isolé).

VIII.2.3.1 Le coefficient de majoration Dynamique (CMD).

a) Système B_c

Pour les calculs, nous prenons un camion type B_{c30} disposé selon les figures suivantes :

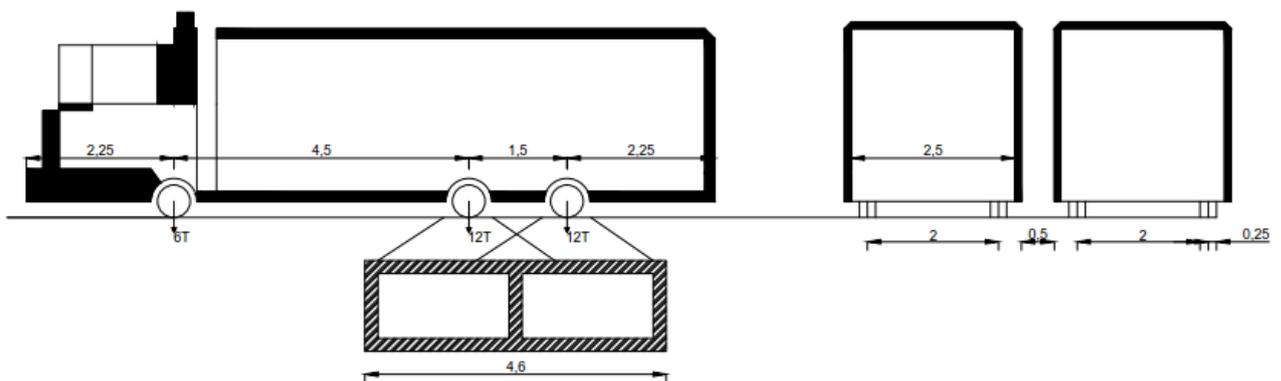


Figure 28 : Représentation du cas le plus défavorable sous le système B_c .

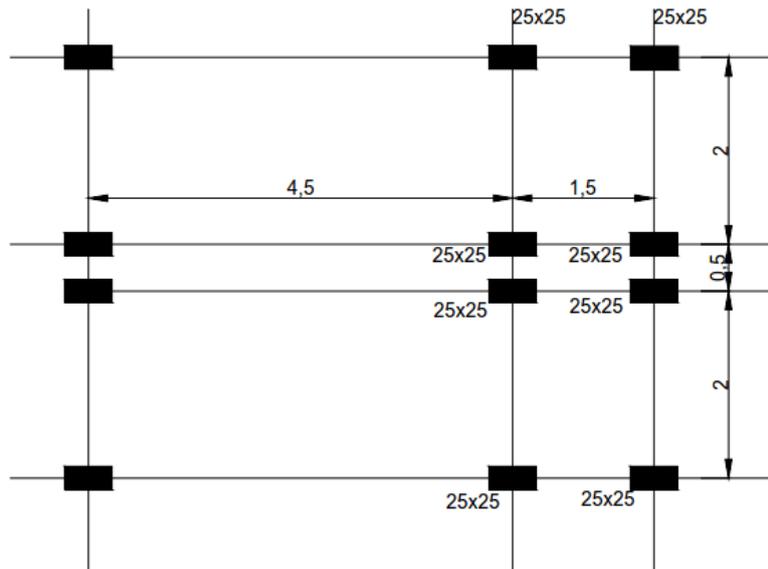


Figure 29 : Surface d'impact.

Une différence s'impose sur les surcharges appliquées rapidement et les surcharges appliquées de façon lente. En effet, les charges roulantes produisent un choc provoquant des impacts plus grands que les charges statiques. Pour tenir compte de ce phénomène, les charges indiquées pour le système B seront multipliées par le coefficient de majoration dynamique exprimé par :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{Q}} \quad (65)$$

L : Longueur du Dalot, $L = 4,6m$;

G : Charge permanente totale telle que : $G = 3,61 \times 4,6 \times 9 = 149T$

Q : Surcharge maximale pouvant se placer sur le Dalot.

Comme le montre la figure (27) , le cas le plus défavorable est que 4 essieux arrières de 12 T de 2 camions de type B_{c30} alignés se trouvent sur le dalot, soit $Q = 48 T$.

Ainsi on a :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 4,6} + \frac{0,6}{1+4 \frac{149}{48}} = 1,253$$

b) Système B_t .

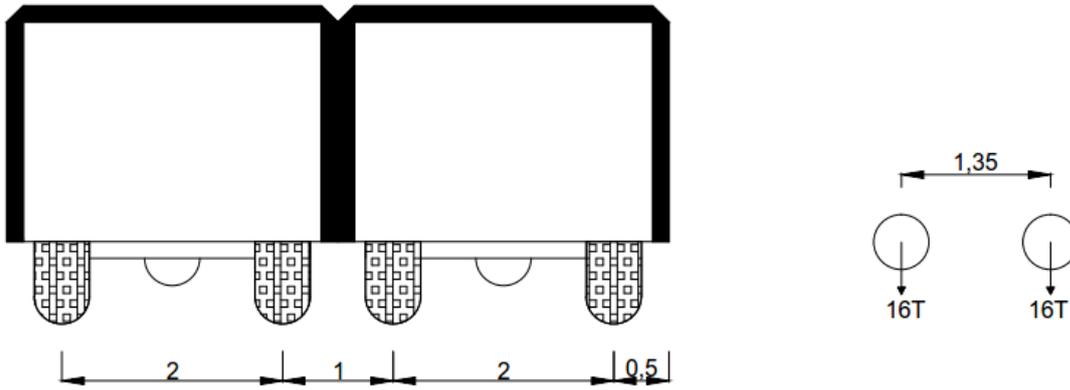


Figure 30 : Représentation du système B_t .

Comme auparavant,

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{Q}}$$

L : Longueur du Dalot, $L = 4,6m$;

G : Charge permanente totale telle que : $G = 149T$;

Q : Surcharge maximale pouvant se placer sur le Dalot

Comme le montre la figure ci-dessus, le cas le plus défavorable est que 2 essieux arrière de 16 T de 2 camions de type B_t alignés se trouvent sur le dalot, soit $Q = 32 T$.

Ainsi on a :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 4,6} + \frac{0,6}{1+4\frac{149}{32}} = 1,238$$

On retiendra la plus grande valeur de CMD, C'est-à-dire $\delta = 1,253$

VIII.2.3.2 Diffusion des charges.

Concernant la diffusion des charges : on admet un angle de diffusion de 45° dans les deux sens dans les revêtements et dans les éléments en béton armé (cas du tablier) et un angle de diffusion de 30° dans le corps du remblai.

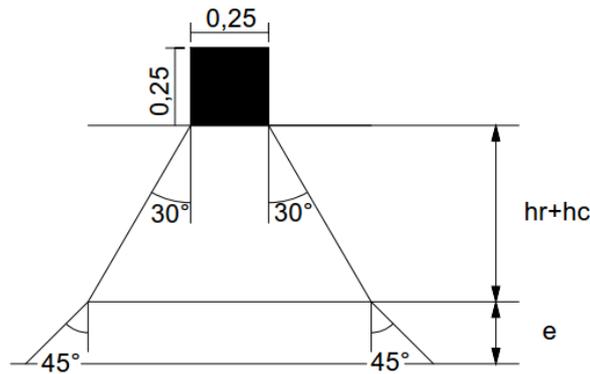


Figure 31 : Diffusion des charges.

La diffusion des charges est traduite par les deux formules suivantes :

$$u = u_0 + 2(h_r + h_c)\tan 30 + e.\tan 45 \quad (66)$$

$$v = v_0 + 2(h_r + h_c)\tan 30 + e.\tan 45 \quad (67)$$

- u et v : les dimensions du rectangle d'impact d'une roue au niveau du tablier ;
- u_0 et v_0 : Les dimensions du rectangle d'impact d'une roue de système B sur la chaussée.

Les résultats des dimensions du rectangle d'impact pour les systèmes de charges sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 96 : Dimensions du rectangle d'impact.

Système de charge	B_c	B_t
$u_0(m)$	0,25	0,25
$v_0(m)$	0,25	0,60

Numériquement, nous avons :

- ✓ Pour le système B_c :

$$u = 0,25 + 2(0,40 + 0,15)\tan 30 + 0,20.\tan 45 = \mathbf{1,08m}$$

Avec , $u_0 = v_0$, $u = v = \mathbf{1,08m}$

- ✓ Pour le système B_t :

$$u = 0,25 + 2(0,40 + 0,15)\tan 30 + 0,20.\tan 45 = \mathbf{1,08m}$$

$$v = 0,60 + 2(0,40 + 0,15)\tan 30 + 0,20.\tan 45 = \mathbf{1,44m}$$

VIII.2.3.3 Calcul des surcharges.

a) Calcul des surcharges en système Bc.

Notons que 6T est la charge d'une roue de Bc.

Les surcharges routières dans le système Bc avec un impact de roue 0,25x0,25 sont exprimées par :

$$Q_{Bc} = 6 \times \delta \times b_c \times P_{Bc} \quad (68)$$

Où :

b_c : Coefficient de majoration égal à 1,1 pour les camions accolés ;

P_{Bc} : Paramètre dépendant de la valeur de u ,

- Si $0,5 < u < 1,5$ alors $P_{Bc} = \frac{2}{[(0,5+u) \times u]}$
- Si $1,5 < u < 2$ alors $P_{Bc} = \frac{4}{[(1,5+u) \times (0,5+u)]}$
- Si $2 < u < 4,5$ alors $P_{Bc} = \frac{8}{[(4,5+u) \times (1,5+u)]}$
- Si $u > 4,5$ alors $P_{Bc} = \frac{12}{[(6+u) \times (4,5+u)]}$

Avec $u = 1,08$, $P_{Bc} = \frac{2}{[(0,5+1,25) \times 1,25]}$

Et

$$Q_{Bc} = 6 \times 1,25 \times 1,1 \times \frac{2}{[(0,5 + 1,08) \times 1,25]}$$

$$Q_{Bc} = 9.62 \text{ T/m}^2$$

b) Calcul des surcharges en système Bt.

La surface d'impact d'une roue est 0,25 x 0,60. Et notons que 8T est la charge d'une roue de Bt.

Les surcharges routières dans le système Bt sont données par :

$$Q_{Bt} = 8 \times \delta \times b_t \times P_{Bt} \quad (69)$$

b_t : Coefficient de majoration égal à 1 pour les camions accolés ;

P_{Bt} : Paramètre dépendant de la valeur de v ,

- Si $1 < v < 1,7$ alors $P_{Bt} = \frac{2}{[(0,5+v) \times u]}$
- Si $1,7 < v < 2$ alors $P_{Bt} = \frac{4}{[(1,35+u) \times (0,5+v)]}$
- Si $2 < v$ alors $P_{Bc} = \frac{8}{[(1,35+v) \times (5+u)]}$

Avec : $v = 1,44$,

$$Q_{Bt} = 8 \times 1,08 \times 1 \times \frac{2}{[(0,5 + 1,44) \times 1,08]}$$

$$Q_{Bt} = 9,54 T/m^2$$

La surcharge d'exploitation à considérer est :

$$Q = \max(Q_{Bc}; Q_{Bt}) = 9,62 T/m^2$$

VIII.2.4 Récapitulation du cas de charge du dalot.

La figure ci-après récapitule les charges appliquées au dalot :

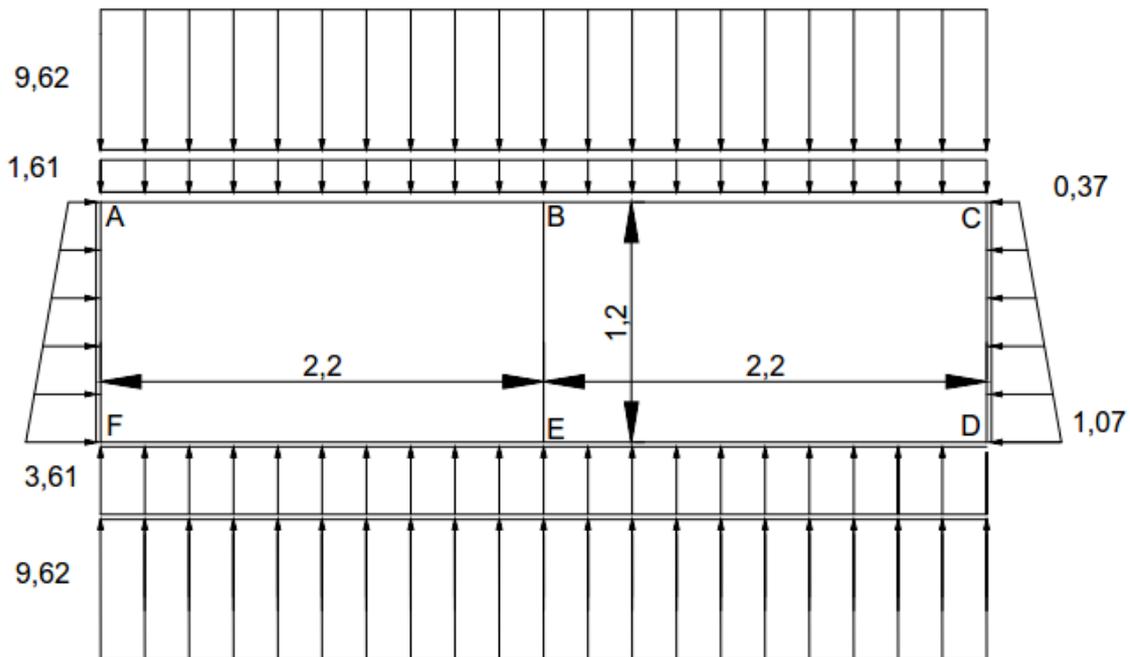


Figure 32: Modélisation des charges appliquée au Dalot [T/m²].

VIII.3 CALCULS DES SOLLICITATIONS.

VIII.3.1 Méthodologie.

Il s'agit de déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants agissant sur le dalot. Pour ce faire, c'est la méthode de Cross que nous avons choisie d'utiliser. Cette méthode consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par le nœud à la barre si elle était parfaitement encastrée et puis à déterminer les corrections qu'il faut apporter à ce moment pour obtenir le moment réel. [10]

VIII.3.2 Principe de la méthode. [10]

Le calcul des moments par la méthode de Cross se fera dans des tableaux :

- La première ligne indique les nœuds ;

- La deuxième ligne montre les barres aboutissant à chaque nœud ;
- La troisième ligne indique le coefficient de répartition C correspondant à chaque barre ;
- La quatrième ligne porte les moments d'encastrement parfait M correspondant à chaque barre ;
- Les lignes suivantes représentent les corrections qu'il faut apporter au moment M ;
- Notons que la première colonne est réservée au nœud qu'on libère.

VIII.3.3 Hypothèses.

La méthode de Cross admet les hypothèses suivantes :

- ✓ Les barres sont parfaitement encastées ;
- ✓ Les nœuds ne subissent aucun déplacement ;

VIII.3.4 Raideur.

Pour les barres encastées, la raideur est donnée par la formule :

$$R = \frac{I}{L} \quad (70)$$

Où :

R : Raideur de la barre ;

L : longueur de la barre ;

I : moment d'inertie de la barre donné par la relation :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (71)$$

b et h : base et hauteur de la barre

Pour plus de faciliter, la raideur de chaque barre est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 97 : Raideurs et moments d'inertie des barres.

Elements	Barre	b [m]	h [m]	L [m]	I [m ⁴]	R
Horizontaux	AB=BC=FE=ED	1	0,2	2,2	0,0067	0,0003
Verticaux	AF=BE=CD	1	0,2	1,2	0,0067	0,0006

VIII.3.5 Coefficient de répartition C.

Le coefficient de répartition est donné par la formule :

$$C = \frac{R}{\sum R} \quad (72)$$

VIII.3.6 Calcul des moments fléchissants.

Afin de calculer les moments fléchissant, il est nécessaire de déterminer les différents moments pour chaque cas de charge, puis superposer ces moments pour obtenir le diagramme final.

VIII.3.6.1 Les Charges permanentes.

a) Charge permanente g_1 , au dessus de l'ouvrage.

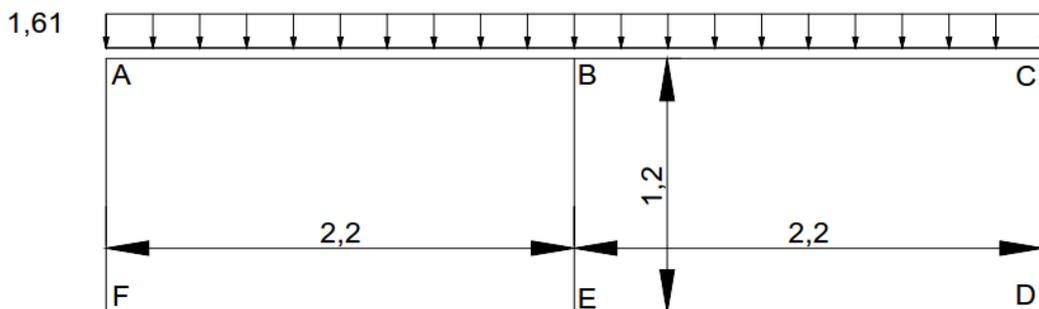


Figure 33 : Considération seul de la charge permanente $g_1 [T/m^2]$

Le moment d'encastrement parfait est :

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = \frac{g_1 \times l_{AB}^2}{12} \quad (73)$$

Numériquement, nous avons :

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = \frac{1,61 \times 2,2^2}{12}$$

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = 0,645 \text{ Tm/ml}$$

Tableau 98 : Moments fléchissant dus à la charge permanente g_1 .

Nœud	A		B			C		D		E			F	
Barre	AB	AF	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
R	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0006	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006
C	0,333	0,667	0,25	0,25	0,5	0,333	0,667	0,667	0,333	0,25	0,5	0,25	0,333	0,667
M	0,645	0	-0,645	0,645	0	-0,645	0	0	0	0	0	0	0	0
$\sum M$	0,40	-0,40	-0,77	-0,77	0,00	-0,40	0,40	0,08	-0,08	-0,04	0	0,04	0,08	-0,08
Vér	0,00		0,00			0,00		0,00		0,00			0,00	

b) Charge permanente g_2 : réaction du sol due au poids propre.

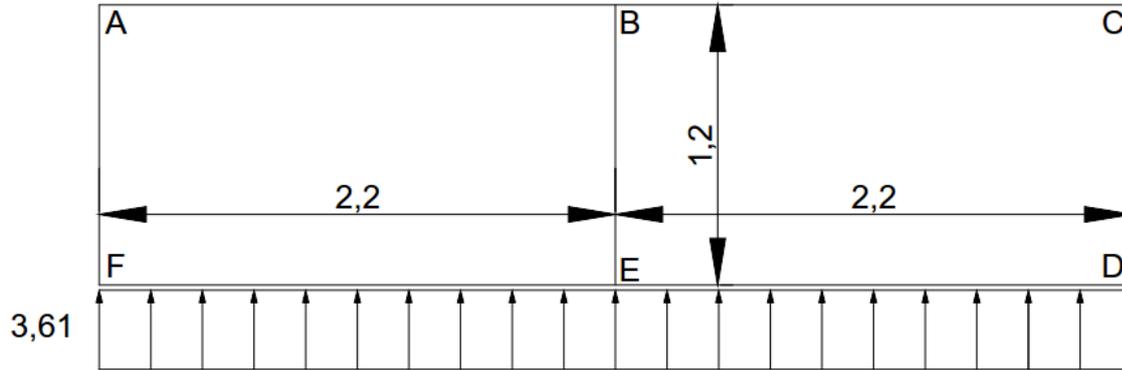


Figure 34: Considération seul de la charge permanente g_2 [T/m²].

Le moment d'encastrement parfait est :

$$M_{DE} = M_{EF} = -M_{ED} = -M_{FE} = \frac{g_1 \times l_{DE}^2}{12} \quad (74)$$

Numériquement, nous avons :

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = \frac{3,61 \times 2,2^2}{12}$$

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = 1,456 \text{ Tm/ml}$$

Tableau 99 : Moments fléchissant dû à la charge permanente g_2 .

Nœud	A		B			C		D		E			F	
Barre	AB	AF	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
R	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0006	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006
C	0,333	0,667	0,25	0,25	0,5	0,333	0,667	0,667	0,333	0,25	0,5	0,25	0,333	0,667
M	0	0	0	0	0	0	0	0	1,456	-1,456	0	1,456	-1,456	0
$\sum M$	-0,18	0,18	-0,09	0,09	0	0,18	-0,18	-0,91	0,91	-1,73	0	1,73	-0,91	0,91
Vér	0,000		0,000			0,000		0,000		0,000			0,000	

c) La poussée des Terres p .

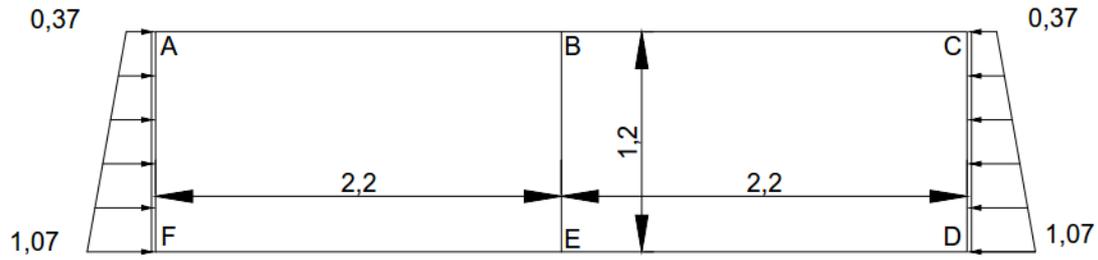


Figure 35 : Considération de seule la poussée de Terre p [T/m^2].

On a,

$$p = p_2 - p_1 = p(x_2) - p(x_1) \quad (75)$$

Numériquement $p = 1,07 - 0,37 = 0,70T/m^2$

Et les moments d'encastements parfaits sont :

$$M_{CD} = M_{FA} = \frac{p \times l_{FA}^2}{20} + \frac{p_1 \times l_{FA}^2}{12} \quad (76)$$

$$M_{DC} = M_{AF} = -\frac{p \times l_{FA}^2}{20} - \frac{p_1 \times l_{FA}^2}{12} \quad (77)$$

Après calculs, nous obtenons,

$$M_{CD} = M_{FA} = \frac{0,7 \times 1,2^2}{20} + \frac{0,37 \times 1,2^2}{12} = 0,095Tm/ml$$

$$M_{DC} = M_{AF} = -\frac{0,7 \times 1,2^2}{20} - \frac{0,37 \times 1,2^2}{12} = -0,078Tm/ml$$

Tableau 100 : Moments fléchissant dus à la poussée des Terres p .

Nœud	A		B			C		D		E			F	
Barre	AB	AF	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
R	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0006	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006
C	0,333	0,667	0,25	0,25	0,5	0,333	0,667	0,667	0,333	0,25	0,5	0,25	0,333	0,667
M	0,00	-0,078	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	-0,078	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095
$\sum M$	0,04	-0,04	0,02	-0,02	0,00	-0,04	0,04	-0,04	0,04	0,02	0,00	-0,02	-0,05	0,05
Vér	0,00		0,00			0,00		0,00		0,00			0,00	

VIII.3.6.2 Les surcharges d'exploitation.

a) Surcharge d'exploitation q .

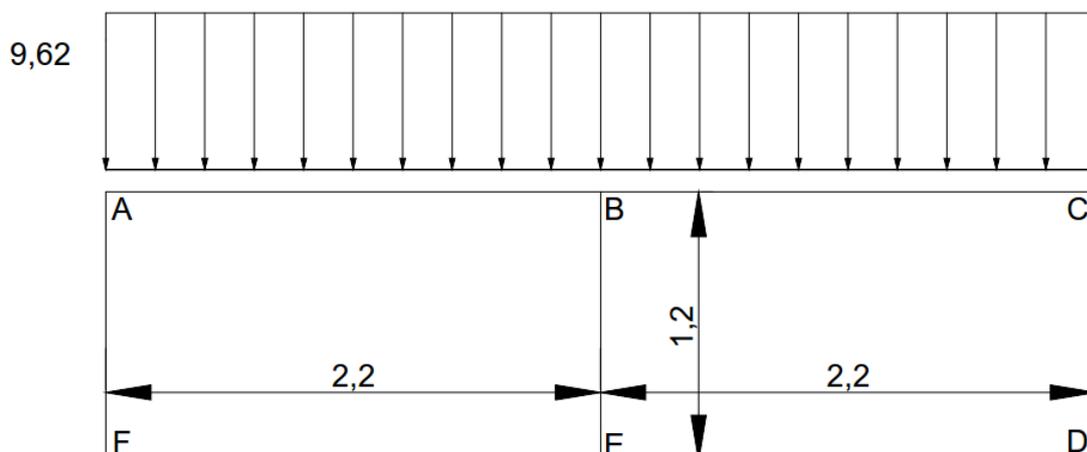


Figure 36: Considération de seule la surcharge d'exploitation [T/m^2].

Le moment d'encastrement parfait est :

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = \frac{q \times l_{AB}^2}{12} \quad (78)$$

Numériquement, nous avons :

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = \frac{9,62 \times 2,2^2}{12}$$

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = 3,88 Tm/ml$$

Tableau 101 : Moments fléchissants dus à la surcharge d'exploitation.

Nœud	A		B			C		D		E			F	
Barre	AB	AF	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
R	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0006	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006
C	0,333	0,667	0,25	0,25	0,5	0,333	0,667	0,667	0,333	0,25	0,5	0,25	0,333	0,667
M	3,88	0,00	-3,88	3,88	0,00	-3,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sum M$	2,43	-2,43	-4,6	4,6	0,00	-2,43	2,43	0,49	-0,49	-0,24	0,00	0,24	0,48	0,48
Vér	0,00		0,00			0,00		0,00		0,00			0,00	

b) Surcharge d'exploitation due au passage du camion.

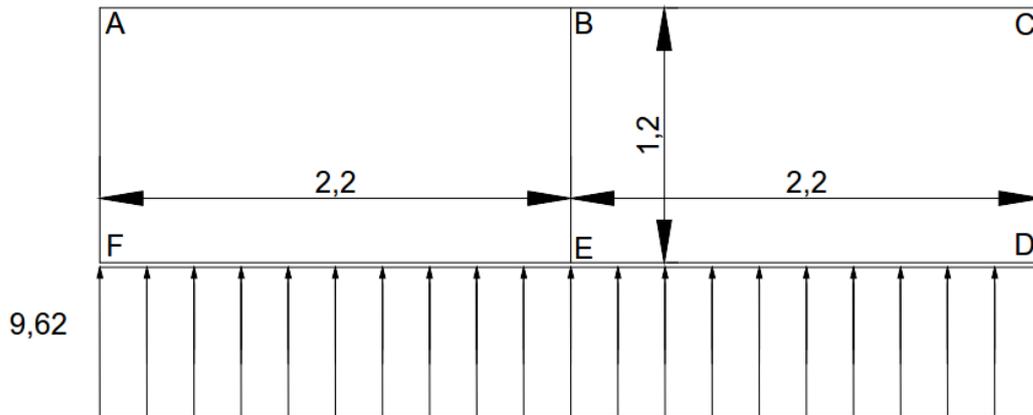


Figure 37 : Considération de seule la surcharge due au passage du camion.

Le moment d'encastrement parfait est :

$$M_{DE} = M_{EF} = -M_{ED} = -M_{FE} = \frac{q \times l_{DE}^2}{12} \quad (79)$$

Numériquement, nous avons :

$$M_{AB} = M_{BC} = -M_{BA} = -M_{CB} = \frac{9,62 \times 2,2^2}{12} = 3,88 \text{ Tm/ml}$$

Tableau 102 : Moments fléchissants dus à la réaction du sol a q.

Nœud	A		B			C		D		E			F	
Barre	AB	AF	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
R	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0006	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006	0,0003	0,0003	0,0006
C	0,333	0,667	0,25	0,25	0,5	0,333	0,667	0,667	0,333	0,25	0,5	0,25	0,333	0,667
M	0	0	0	0	0	0	0	0	3,88	-3,88	0	3,88	-3,88	
$\sum M$	-0,48	0,49	-0,24	0,24	0	0,48	-0,48	-2,43	2,43	-4,61	0	4,61	-2,43	2,43
Vér	0,00		0,00			0,00		0,00		0,00			0,00	

VIII.3.6.3 Récapitulation.

La récapitulation des moments dans les barres est représentée par les tableaux suivants :

Tableau 103 : Superposition des charges permanentes [Tm].

Nœud	A		B			C		D		E			F	
Barre	AB	AF	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
M1	0,4	-0,4	-0,77	0,77	0,00	-0,4	0,4	0,08	-0,08	-0,04	0,00	0,04	0,08	-0,08
M2	-0,18	0,18	-0,09	0,09	0,00	0,18	-0,18	-0,91	0,91	-1,73	0,00	1,73	-0,91	0,91
M3	0,04	-0,04	0,02	-0,02	0,00	-0,04	0,04	-0,04	0,04	0,02	0,00	-0,02	-0,05	0,05
$\sum M_G$	0,26	-0,26	-0,84	0,84	0,00	-0,26	0,26	-0,87	0,87	-1,75	0,00	1,75	-0,88	0,88

Tableau 104 : Superposition des charges d'exploitation. [Tm].

Nœud	A		B			C		D		E			F	
Barre	AB	AF	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
M4	2,43	-2,43	-4,6	4,6	0,00	-2,43	2,43	0,49	-0,49	-0,24	0,00	0,24	0,48	-0,48
M5	-0,48	0,48	-0,24	0,24	0,00	0,48	-0,48	-2,43	2,43	-4,61	0,00	4,61	-2,43	2,43
$\sum M_Q$	1,95	-1,95	-4,84	4,85	0,00	-1,95	1,95	-1,94	1,94	-4,85	0,00	4,85	-1,95	1,95

Les combinaisons d'action, selon les règles BAEL 91 modifié 99, s'écrivent :

- ✓ A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ✓ A l'ELS : $G + Q$

Où G et Q représentent respectivement les sollicitations dues à la charge permanente et la surcharge d'exploitation. [9]

Les valeurs des sollicitations relatives aux combinaisons d'action selon les états limites sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 105 : Moments fléchissants aux états limites [Tm]

Nœud	A		B			C		D		E			F	
Barre	AB	AF	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	ED	EB	EF	FE	FA
$\sum M_G$	0,26	-0,26	-0,84	0,84	0,00	-0,26	0,26	-0,87	0,87	-1,75	0,00	1,75	-0,88	0,88
$\sum M_Q$	1,95	-1,95	-4,84	4,84	0,00	-1,95	1,95	-1,94	1,94	-4,85	0,00	4,85	-1,95	1,95
M (ELU)	3,28	-3,28	-8,39	8,39	0,00	-3,28	3,28	-4,08	4,08	-9,64	0,00	9,64	-4,11	4,11
M (ELS)	2,21	-2,21	-5,68	5,68	0,00	-2,21	2,21	-2,81	2,81	-6,6	0,00	6,6	-2,83	2,83

VIII.3.6.4 Calcul du moment fléchissant en travée.

Les moments fléchissant en travée pour une barre AB donné sont trouvés à partir de la formule suivante :

$$M(x) = \mu(x) - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} x \quad (80)$$

Où :

- $\mu(x)$: moment fléchissant dans la barre isostatique soumise au même système de charges appliquées :

$$\mu(x) = \theta x - \frac{px^2}{2} \text{ où } \theta = \frac{pl}{2}; \quad (81)$$

- M_{AB} : moment obtenu par la méthode de Cross en tenant compte de la convention de signe ;
- l : longueur de la travée.

VIII.3.6.5 Moment fléchissant à mi- travée.

Nous allons calculer le moment fléchissant à mi travée parce que c'est le moment maximal en travée. Comme exemple de calcul, nous allons considérer la barre AB. Pour le point d'abscisse $x = \frac{l}{2}$, la formule (80) devient :

$$M(x) = \mu(x) + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{2} \quad (82)$$

a) Charge permanente.

$$M_{G/AB} = 0,26Tm/ml$$

$$M_{G/BA} = -0,84, Tm/ml$$

$$\mu_G\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{1,6 \times 2,2^2}{8} = 0,968Tm/ml$$

$$M_G\left(\frac{l}{2}\right) = 0,968 - 0,26 + \frac{0,26 - 0,84}{2} = 0,418Tm/ml$$

b) Charge d'exploitation

$$M_{Q/AB} = 1,95Tm/ml$$

$$M_{Q/BA} = -4,84 Tm/ml$$

$$\mu_Q\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{9,62 \times 2,2^2}{8} = 5,82Tm/ml$$

$$M_Q\left(\frac{l}{2}\right) = 5,98 - 1,95 + \frac{1,95 - 4,84}{2} = 2,425 Tm/ml$$

En appliquant les combinaisons d'action , nous obtenons :

$$\text{A l'ELS : } M_{AB}\left(\frac{l}{2}\right) = M_G + M_Q = 0,418 + 2,425 = 2,843Tm/ml$$

$$\text{A l'ELU : } M_{AB} \left(\frac{l}{2} \right) = 1,35M_G + 1,5M_Q = 4,201Tm/ml$$

La récapitulation des moments à mi travée pour chaque barre est présentée dans le tableau suivant:

Tableau 106: récapitulation des résultats des moments fléchissants à mi travée. (Tm/ml).

Nœud	A et B		B et C		C et D		D et E		E et F		F et A	
L	2,2		2,2		1,2		2,2		2,2		1,2	
G	1,6		1,6		0,7		3,61		3,61		0,7	
Q	9,62		9,62		0		9,62		9,62		0	
BARRE	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	FA	AF
M_G	0,26	-0,84	0,84	-0,26	0,26	-0,87	0,87	-1,75	1,75	-0,88	0,88	-0,26
M_Q	1,95	-4,84	4,84	-1,95	1,95	-1,94	1,94	-4,85	4,85	-1,95	1,95	-1,95
$\mu_G \left(\frac{l}{2} \right)$	0,968		0,968		0,126		2,184		2,184		0,126	
$M_G \left(\frac{l}{2} \right)$	0,418		0,418		-0,439		0,874		0,869		-0,444	
$\mu_Q \left(\frac{l}{2} \right)$	5,820		5,821		0,000		5,821		5,820		0,000	
$M_Q \left(\frac{l}{2} \right)$	2,425		2,425		-1,945		2,425		2,420		-1,95	

D'autre part, les combinaisons d'actions sont les suivantes par utilisation des formules :

tableau 107 : Moments fléchissants à l'ELU et ELS à mi travée en [Tm].

Barre	AB	BC	CD	DE	EF	FA
$M_G \left(\frac{l}{2} \right)$	0,418	0,418	-0,439	0,874	0,869	-0,444
$M_Q \left(\frac{l}{2} \right)$	2,425	2,425	-1,945	2,425	2,420	-1,95
$M_{ELS} \left(\frac{l}{2} \right)$	2,843	2,843	2,384	3,299	3,289	2,394
$M_{ELU} \left(\frac{l}{2} \right)$	4,201	4,201	3,52	4,81	4,81	3,52

Ainsi, on a le diagramme des moments fléchissants à l'ELU sur la figure suivante :

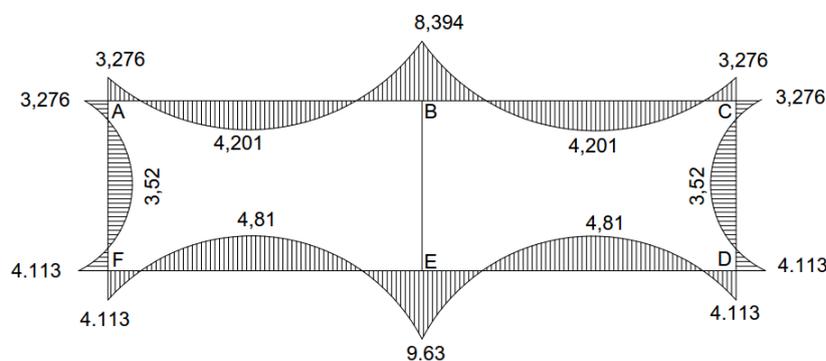


Figure 38: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU[Tm].

VIII.3.7 Calcul des efforts tranchants.

L'effort tranchant est exprimé par la formule suivante :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{\Delta M_i}{l} \quad (83)$$

$\theta(x)$: effort tranchant dans la barre isostatique soumise au même système de charges appliquées ;

M_i : moment obtenu par la méthode de Cross ;

l : longueur de la travée.

VIII.7.1 Exemple de calcul pour la barre AB.

a) Charge permanente.

On a :

$$l = 2,2m$$

$$g_1 = 1,6 Tm/ml$$

$$M_{G/AB} = 0,26Tm/ml$$

$$M_{G/BA} = -0,84Tm/ml$$

$$V_G(x) = \frac{g_1 \times l}{2} + \frac{M_{G/AB} - M_{G/BA}}{l} = \frac{1,6 \times 2,2}{2} + \frac{0,26 + 0,84}{2,2} = 3,028 T$$

b) Charge d'exploitation.

On a,

$$l = 2,2m$$

$$q = 9,62 Tm/ml$$

$$M_{Q/AB} = 1,95Tm/ml$$

$$M_{Q/BA} = -4,84Tm/ml$$

$$V_Q(x) = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_{Q/AB} - M_{Q/BA}}{l} = \frac{9,62 \times 2,2}{2} + \frac{1,95 + 4,84}{2,2} = 13,66 T$$

c) Combinaison d'action

$$A \text{ l'ELS} : V_{ELS} = V_G + V_Q = 2,26 + 13,668 = 15,92Tm/ml$$

$$A \text{ l'ELU} : V_{ELU} = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,35 \times 2,26 + 1,5 \times 13,66 = 23,55Tm/ml$$

VIII.7.2 Récapitulation du calcul des efforts tranchants.

Les valeurs des efforts tranchants de toutes les barres sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 108 : Efforts tranchants dans les barres.

Nœud	AB		BC		CD		DE		EF		FA	
L	2,2		2,2		1,2		2,2		2,2		1,2	
G	1,6		1,6		0,7		3,61		3,61		0,7	
Q	9,62		9,62		0		9,62		9,62		0	
BARRE	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	FA	AF
M_G	0,26	-0,84	0,84	-0,26	0,26	-0,87	0,87	-1,75	1,75	-0,88	0,88	-0,26
M_Q	1,95	-4,84	4,84	-1,95	1,95	-1,94	1,94	-4,85	4,85	-1,95	1,95	-1,95
θ_G	1,76		1,76		0,42		3,971		3,971		0,42	
$V_G(x)$	2,26		2,26		1,36		5,16		5,16		1,36	
θ_Q	10,582		10,582		0,000		10,582		10,582		0,000	
$V_Q(x)$	13,66		13,66		3,25		13,66		13,66		3,25	

Et les efforts tranchants portées aux états limites sont données dans le tableau suivant :

Tableau 109 : Efforts tranchants aux états limites[T].

Barre	AB	BC	CD	DE	EF	FA
V_G	2,26	2,26	1,36	5,16	5,16	1,37
V_Q	13,66	13,66	3,25	13,66	13,66	3,25
V(ELS)	15,92	15,92	4,60	18,83	18,83	4,62
V(ELU)	23,55	23,55	6,72	27,47	27,47	6,72

VIII.4 CALCUL DES ARMATURES.

Tous les calculs seront menés à partir des règles de calcul et de conception des ouvrages en béton armé B.A.E.L.91 modifié 99.

VIII.4.1 Sollicitations.

Les sollicitations utilisées pour le calcul des armatures sont :

- ✓ Moments fléchissant à l'ELS ;
- ✓ Effort tranchant maximal à l'ELU.

Ces derniers sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 110 : Moment fléchissant aux nœuds [MN.m](ELS).

Noeud	A	B	C	D	E	F
M_i	0,022	0,057	0,022	0,028	0,066	0,028

Tableau 111 : Moment fléchissant à mi travée [MN.m](ELS).

Eléments	Tablier	Piédroits extrêmes	Radier
$M\left(\frac{l}{2}\right)$	0,028	0,024	0,048

VIII.4.2 Hypothèse de calculs. [9]

- ✓ Le radier et le tablier travail en flexion simple , les piédroits extrêmes en flexion composée et le piédroit central en compression simple
- ✓ Condition de fissuration : FP (fissuration préjudiciable) : le calcul se fait a l'ELS ;
- ✓ Les poutres ont une section rectangulaire de base $b = 2m$ et de hauteur $h = 0,20m$;
- ✓ Pour la durabilité de l'ouvrage face au phénomène naturel dans la région l'enrobage est de $e = 4 \text{ cm}$;
- ✓ La hauteur utile de la dalle est $d = h - e = 0,20 - 0,04 = 0,16m$;

- ✓ Hypothèse sur le béton :
 - Type de ciment : CEM I 42,5
 - Dosage du béton $350kg/m^3$;
 - Masse volumique du béton (+ acier) : $\rho_b = 2,5 T/m^3$;
 - La résistance caractéristique du béton âgé de 28 jours à la compression : $f_{c28} = 25Mpa$ contrôle stricte (à posteriori) obtenue par chargement croissante sur l'éprouvette cylindrique par compression $16*32$ ou cubique $15*15*15$ jusqu'a rupture
 - La résistance caractéristique du béton âgé de 28 jours à la traction :
 $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa$;
 - Contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa$;
 - Combinaison fondamentale : $\gamma_b = 1,5$
 - La résistance de calcul du béton : $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$, puisque la durée d'application des charges est supérieure à 24H : $\theta = 1$, $f_{bu} = 14,2Mpa$.

- ✓ Hypothèses sur l'acier :
 - Acier de barre à haute adhérence Fe500 ;
 - La limite d'élasticité des aciers : $f_e = 500Mpa$;
 - Les états limites d'ouverture des fissures seront donnés selon l'état de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable (FPP) : les contraintes de l'acier en service n'est pas limité, donc $\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec γ_s : Coefficient partiel de sécurité à appliquer sur l'acier selon la combinaison d'actions :

- $\gamma_s = 1,0$, combinaison accidentelle ;
- $\gamma_s = 1,15$, combinaison fondamentale.
- Fissuration préjudiciable (FP) : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max [0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}] \right\} \quad (84)$$

- Fissuration préjudiciable (FTP) : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max [0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}] \right\} \quad (85)$$

Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa}$

VIII.4.3 Détermination des armatures de la dalle du tablier et du radier.

VIII.4.3.1 Armatures aux appuis. [9]

Pour le calcul prenons l'appui A comme exemple :

a) Détermination du moment résistant du béton :

$$M_{rb} = \frac{\bar{\alpha}_1}{2} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} \quad (86)$$

Où :

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,474$$

$$M_{rb} = \frac{0,474}{2} \times \left(1 - \frac{0,474}{3} \right) \times 2 \times 0,16^2 \times 15 = \mathbf{0,154 \text{ MNm}}$$

Puisque $M_{rb} > M_{ser}$, pas besoin d'armature de compression, la section est simplement armée(SSA).

b) Calcul de la section d'armature longitudinale.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{z} \times \bar{\sigma}_s} \quad (87)$$

Ou : \bar{z} bras de levier tel que :

$$\bar{z} = d \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) = 0,16 \times \left(1 - \frac{0,474}{3} \right) = 0,135$$

$$A_{ser} = \frac{0,022}{0,135 \times 250} = 0,000652m^2 = \mathbf{6,52cm^2}$$

c) **Calcul de la section d'armature minimale.**

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{2 \times 0,2}{1000}; 0,23 \times 2 \times 0,16 \times \frac{2,1}{500}\right) = \mathbf{4 cm^2}$$

$A_{ser} > A_{min}$: **condition vérifiée**

✚ Armature longitudinale réelle :

Avec $A_{ser} = 6,52cm^2 \rightarrow \mathbf{6HA12}$ Avec $A_{réelle} = 6,79cm^2$

✚ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{ser}}{3} = \frac{6,52}{3} = 2,173cm^2 \rightarrow \mathbf{5HA8}$$
 avec $A_{r,réelle} = 2,51cm^2$.

d) **Résultats des armatures aux appuis.**

Les résultats ayant permis le choix des armatures dans les nœuds sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 112: Résultats et choix des armatures dans les nœuds.

Nœuds	A	B	C	D	E	F
$M_{ser}(MNm)$	0,022	0,057	0,022	0,028	0,066	0,028
$M_{rb}(MNm)$	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153
Systèmes d'Armature	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA	SSA
$A_{ser}(cm^2)$	6,52	16,89	6,52	8,29	19,56	8,29
$A_{min}(cm^2)$	4	4	4	4	4	4
$A_r(cm^2)$	2,173	5,63	2,173	2,765	6,519	2,765
$A_{réelle}(cm^2)$	6,79	16,98	6,79	8,42	19,54	8,42
$A_{r,réelle}(cm^2)$	2,51	5,65	2,51	3,02	6,79	3,02
Longitudinale	6HA12	4HA14+2HA2 5	6HA12	2HA12+4HA1 4	4HA25	2HA12+4HA1 4
Transversale	5HA8	5HA12	5HA8	6HA8	6HA12	6HA8

VIII.4.3.2 Armature en travée. [9]

Pour le calcul prenons la barre AB=BC comme exemple :

a) **Détermination du moment résistant du béton :**

En utilisant la formule (86) on obtient $M_{rb} = 0,153MNm$

Puisque $M_{rb} > M_{ser}$, pas besoin d'armature de compression, la section est simplement armée(SSA).

b) Calcul de A_{ser}

$$A_{ser} = \frac{0,028}{0,135 \times 250} = 0,000829m^2 = \mathbf{8,29cm^2}$$

c) Calcul de A_{min}

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{2 \times 0,2}{1000}; 0,23 \times 2 \times 0,16 \times \frac{2,1}{500}\right) = \mathbf{4 cm^2}$$

$A_{ser} > A_{min}$: condition vérifiée.

✚ Armature longitudinale réelle :

Avec $A_{ser} = 8,29cm^2 \rightarrow \mathbf{2HA12+4HA14}$ Avec $A_{réelle} = \mathbf{8,42cm^2}$.

✚ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{ser}}{3} = \frac{8,29}{3} = 2,76cm^2 \rightarrow \mathbf{6HA8}$$
 avec $A_{r,réelle} = \mathbf{3,02cm^2}$.

d) Résultats des armatures en travée.

Tableau 113 : résultats et choix des armatures à mi-travée.

	Tablier	Piédroits extrêmes	Radier
Barres	AB=BC	FA=CD	FE=DE
$M_{ser} (MNm)$	0,028	0,024	0,048
$M_{rb} (MNm)$	0,153	0,092	0,153
Systèmes d'Armature	SSA	SSA	SSA
$A_{ser} (cm^2)$	8,29	7,11	14,22
$A_{min} (cm^2)$	4	2,4	4
$A_r (cm^2)$	2,76	2,37	4,74
$A_{réelle} (cm^2)$	8,42	7,7	14,44
$A_{r,réelle} (cm^2)$	3,02	2,51	4,95
Longitudinale	2HA12+4HA14	5HA14	3H14+2H25
Transversale	6HA8	5HA8	10HA8

e) Résistance au cisaillement.

On doit vérifier la contrainte tangentielle due à l'effort tranchant. Si la relation suivante est vérifiée, les armatures d'efforts tranchants ne seront pas nécessaires :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \tag{88}$$

Avec :

- $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$; $V_u = 0,275MN$
- $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5(Mpa)\right\}$

Après calcul, on trouve $\tau_u = 0,859\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,166\text{Mpa}$, condition vérifiée donc on n'a pas besoin d'armature d'âme.

VIII.4.3.3 Armature des piédroits.

a) Cas des piédroits extrêmes.

Le piédroit est soumis à un effort normal dû aux charges et surcharges sur le tablier et aux moments fléchissants dus à la poussée des terres sur sa paroi. Le piédroit travaille donc en flexion composée. [11]

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Dimensions du piédroit : $D = 0,20\text{ m}$; $L = 1,20\text{m}$;
- Sollicitation en service : $M_{ser} = 2,4\text{ Tm}$;
- Longueur de flambement : $L_f = 0,5L = 0,5 \times 1,2 = 0,6\text{ m}$.
- L'effort normale :

Les efforts de compressions maximales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation sont :

$$N_G = \frac{(1,6 + 3,61) \times 1,2}{2} = 3,126\text{T}$$

$$N_Q = \frac{9,62 \times 1,20 \times 1}{2} = 11,544\text{T}$$

Les combinaisons relatives à ces efforts normaux sont :

$$\text{ELS : } N_G + N_Q = 3,126 + 11,544 = \mathbf{14,67\text{T}}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

On a $N > 0$ (compression) :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \quad (89)$$

Numériquement,

$$e_0 = \frac{2,4}{14,67} = \mathbf{0,164\text{m}}$$

Avec $e_0 = 0,164m > \frac{D}{8} = 0,025m$, l'effort normal N_{ser} est situé à l'extérieur du noyau central, la section est alors partiellement comprimée.

L'excentricité de 1er ordre est donnée par :

$$e_1 = \frac{\sum \gamma_i M_G}{\sum \gamma_i N_i} + e_a \quad (90)$$

Avec :

- $\sum \gamma_i M_G$: moment fléchissant à l'ELU = 3,52 Tm
- $\sum \gamma_i N_i$: effort normal à l'ELU au pied de la colonne = 23,55T
- e_a : Excentricité additionnelle donnée par : $e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = 0.02m$

Numériquement, on a,

$$e_1 = \frac{3,52}{23,55} + 0,02 = 0,17m$$

❖ Vérification de la stabilité de forme :

On a, $\frac{L_f}{D} = \frac{0,6}{0,20} = 3m < \max \left\{ 15; \frac{20e_1}{D} \right\} = \max \left\{ 15; \frac{20 \times 0,17}{0,2} \right\} = 16,94m$, donc la section peut être vérifiée uniquement en flexion composée à l'ELU à condition d'augmenter l'excentricité de e_2 qui tient compte de façon forfaitaire de l'effet du 2nd ordre tel que :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^2 D(2 + \alpha\varphi)} \quad (91)$$

Avec $\alpha = 1$ et $\varphi = 2$:

$$e_2 = \frac{3 \times 0,6^2}{10^2 \times 0,2(2+2 \times 1)} = 0,0135m$$

❖ Sollicitations de calcul pour la flexion composée :

On a $N_u = \sum \gamma_i N_i = 23,55T$

La sollicitation ramenée au centre de gravité est obtenue comme suit :

$$M_u = N_u \left[(e_1 + e_2) - \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \quad (92)$$

$$M_u = 23,55 \left[(0,17 + 0,0135) - \left(0,2 - \frac{h}{2} \right) \right]$$

Numériquement, on a :

$$M_u = 2,89Tm$$

❖ Calcul des armatures longitudinales :

➤ Le calcul par flexion simple se traduit par :

$$A_{FS} = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} \quad (93)$$

Avec : $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$

$$A_{FS} = \frac{2,89 \times 10^{-2}}{0,135 \times 434,78}$$

$$A_{FS} = \mathbf{0,000493 m^2} = \mathbf{4,93 cm^2}$$

➤ Le calcul par flexion composée donne :

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_u}{f_{ed}} \quad (94)$$

Numériquement :

$$A_{FC} = \mathbf{4,93} - \frac{23,55}{434,78} = \mathbf{4,87 cm^2}$$

On choisit alors **10HA8** donc $A_{réelle} = \mathbf{5,03 cm^2}$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{4,87}{3} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Ce qui nous donne **4HA8** avec $A_{r,réelle} = \mathbf{2,01 cm^2}$

b) Cas du piédroit central.

❖ Armature Longitudinale.

Comme les moments sur le piédroit central sont nuls, alors on va étudier le piédroit comme le cas d'une compression simple :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,2bd}{100}; 4u \right\} \quad (95)$$

Avec $u = 2(a + b)$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,2 \times 1 \times 0,20}{100}; 4 \times 2 \times (1 + 0,20) \right\} = \mathbf{9,6 cm^2}$$

Ce qui donne, **10HA8 + 10HA8** puisqu'on a assimilé le piédroit comme un poteau.

❖ Armature de répartition.

$$A_r = \frac{9,6}{3 * 2} = \mathbf{1,6cm^2}$$

Ce qui nous donne **4HA8** avec $A_{r,réelle} = \mathbf{2,01cm^2}$

CONCLUSION PARTIELLE

Cette partie intitulée « Etude technique » nous a permis, dans un premier temps, de constater que les dégradations de la RN9 sont considérables. L'aménagement de cette route se révèle nécessaire. Ainsi, une étude géotechnique a d'abord été entreprise. Cela afin de déterminer les gisements répondant aux spécifications des matériaux prévus pour la nouvelle chaussée projetée. Puis cette dernière a été dimensionnée suivant les méthodes LCPC et LNTPB. On a retenu la variante issue de la méthode de dimensionnement LNTPB après une analyse multicritère qui a conduit à la conclusion que celle-ci est la moins coûteuse et la mieux adaptée au contexte local.

Ensuite, pour assurer la pérennité de la route ou plus précisément pour la mise hors d'eau de la chaussée, des études hydrologiques et hydrauliques ont été réalisées. Ces études se sont traduites par le traitement des données météorologiques des pluies maximales par la loi de Gumbel, et la quantification des débits à évacuer provenant des BV sur le tronçon étudié. C'est par rapport à ces débits qu'on a pu réaliser le dimensionnement des fossés latéraux et les dimensionnements hydraulique et mécanique des dalots.

La partie suivante est intitulée « Etude financière et impact environnemental ». Ainsi, l'étude portera, d'une part, sur l'évaluation financière et la rentabilité du Projet ; et d'autre part, sur l'impact environnemental.

**Partie III :ETUDE FINANCIERES ET
D'IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX**

Chapitre IX : ESTIMATION DU COUT.

L'objet de ce chapitre est d'estimer le coût d'investissement du Projet. Pour ce faire, il faut procéder aux descriptions des tâches affectées à chaque série de prix, évaluer les quantités des matériaux nécessaires aux Travaux et enfin déduire le coût du Projet.

IX.1 DEVIS DESCRIPTIFS

Le devis descriptif rend compte des différents Travaux à faire tout au long du Projet suivant les différents corps d'état.

Série n°100 : Installation et repli de chantier

Prix n°101 : Installation de chantier

Ce prix est forfaitaire (Fft) et non révisable. L'installation de chantier comprend :

- ✓ Le transport des engins et des matériels nécessaires affectés au chantier ;
- ✓ L'installation et l'aménagement des bases des services généraux du Titulaire ;
- ✓ La facture, la confection et la pose des panneaux de chantier ;
- ✓ L'amenée du personnel nécessaire ;
- ✓ L'aménagement et l'entretien des éventuelles déviations ;
- ✓ L'installation du laboratoire commun du chantier ;
- ✓ Le déplacement total ou partiel de ces installations au cours du chantier ;
- ✓ La construction et l'équipement des bâtiments mis à la disposition de la mission de contrôle.

Prix n°102 : Repli de chantier

Ce prix est évalué forfaitairement (Fft), il comprend :

- ✓ Le rapatriement des matériels ;
- ✓ Enlèvement de tous les produits utilisés issus de l'installation ;
- ✓ Remise en état de tous les lieux d'intervention.

Série n°200 : Terrassement

Prix n°201 : Nettoyage, désherbage et débroussaillage

Ce prix est rémunéré au METRE CARRE (m²) de surface mesurée en projection horizontale de l'emprise de chaussée et toutes sujétions d'accès. Il comprend :

- ✓ L'arrachage de toute végétation existante ;
- ✓ L'enlèvement des racines et souches éventuelles ;
- ✓ Le transport et l'évacuation des produits jusqu'à un lieu de dépôt agréé quelle que soit la distance.

Prix n°202 : Décapage et redans

Ce prix, évalué par METRE CARRE (m2) de surface mesurée en projection horizontale, comprend :

- ✓ Le décapage de la terre végétale sur une épaisseur de 20 cm sur toute la largeur de l'assiette de terrassement ;
- ✓ L'évacuation des matériaux jusqu'en lieu de dépôt ;
- ✓ Le réglage sommaire de la plateforme ainsi que toutes sujétions diverses ;
- ✓ La confection des redans ;
- ✓ Le compactage des sols décapés, à au moins 90 % de l'OPM.

Prix n°203 : Déblai ordinaire, meuble ou rippable

Ce prix est rémunéré par METRE CUBE (m3) de volume en place de déblai effectué. Il concerne les déblais nécessaires pour la réalisation du profil en travers type. Il comprend :

- ✓ L'extraction des matériaux ;
- ✓ La rectification éventuelle de certains talus
- ✓ Le décaissement des talus ;
- ✓ Le transport des produits de déblai ;
- ✓ La mise en œuvre : répandage, réglage, arrosage et compactage.

Prix n°205 : Remblai en provenance d'emprunt

Ce prix est rémunéré au METRE CUBE (m3) de volume de remblai mis en place à partir des matériaux en provenance d'emprunt. Il comprend :

- ✓ L'aménagement des pistes d'accès aux emprunts, et leur entretien ;
- ✓ L'extraction après débroussaillage et décapage ;
- ✓ Le chargement, le transport sur toute distance, et le déchargement des matériaux ;
- ✓ La mise en œuvre : répandage, réglage, arrosage et compactage.

Prix n°206 : Engazonnement

Ce prix est évalué au METRE CARRE (m2) de talus à protéger. Il comprend :

- ✓ L'extraction des gazons et le transport ;
- ✓ La pose, le réglage et la fixation des gazons ;
- ✓ L'entretien des gazons jusqu'à la période vivace.

Série n°300 : Chaussée

Prix n°301 : Démolition de chaussées existant.

Prix n°302 : Reprofilage léger

Il est rémunéré au METRE LINEAIRE (ml) de travaux de reprofilage léger. Il comprend :

- ✓ La mise en forme de la plateforme existante sur une profondeur au maximum 0,40 cm ;
- ✓ La scarification, l'arrosage, et le compactage des matériaux ;
- ✓ L'évacuation des matériaux sans emploi en un lieu de dépôt agréé par l'autorité chargée de contrôle ;
- ✓ Toute sujétion de mise en œuvre.

Prix n°303 : Couche de fondation en MS

Ce prix rémunère, au METRE CUBE (m3) de matériaux sélectionnés en provenance d'un gîte, la réalisation de la couche de fondation. Il comprend :

- ✓ L'identification des gîtes ;
- ✓ Le débroussaillage, le décapage, et l'aménagement des accès aux gîtes ;
- ✓ L'extraction et le chargement des matériaux après le rejet des matériaux impropres ;
- ✓ Le transport sur toute distance des matériaux
- ✓ La mise en œuvre : le répandage, le réglage, l'arrosage, et le compactage du matériau à 95 % OPM ;
- ✓ Toute sujétion de mise en œuvre.

Prix n°304 : Couche de base en GCNT 0/315

Ce prix rémunère au METRE CUBE (m3) la fourniture et la mise en œuvre de GCNT pour la réalisation de la couche de base. Il comprend :

- ✓ La prospection, l'ouverture de la carrière, l'aménagement des accès, l'extraction, le concassage, le criblage, et le lavage éventuel des agrégats ;
- ✓ Les redevances d'exploitation des carrières ;
- ✓ Le chargement, le transport quelle que soit la distance des matériaux ;

- ✓ Le répandage, le malaxage, le réglage, l'arrosage et le compactage du matériau selon les prescriptions techniques ;
- ✓ Toute sujétion de mise en œuvre.

Prix n°305 : Couche d'imprégnation en ECR 65

Ce prix rémunère la TONNE (T) d'ECR 65 pour imprégnation de la couche de base en GCNT à raison de 1,2 kg/m². Il comprend :

- ✓ La fourniture de l'émulsion ;
- ✓ Le transport sur toute distance ;
- ✓ Le répandage et toute sujétion de mise en œuvre.

Prix n°306 : Accotement en ESm

Ce prix rémunère au METRE CARRE (m²) la réalisation d'un enduit superficiel monocouche sur les accotements. Il comprend :

- ✓ Préparation de la surface par balayage ;
- ✓ La fourniture et le transport du liant et des gravillons sur le lieu de l'emploi quelle que soit la distance ;
- ✓ Le répandage du liant conformément aux dispositions des prescriptions techniques ;
- ✓ Le répandage des gravillons ;
- ✓ Le cylindrage, l'enlèvement et l'évacuation des rejets et toute sujétion.

Prix n°307 : Couche de roulement en ESb

Ce prix est évalué par METRE CARRE (m²) répandu sur la chaussée :

- ✓ La préparation de la surface par balayage, soufflage, arrosage ;
- ✓ La fourniture et préparation du liant ;
- ✓ Le transport sur toute distance des matériaux ;
- ✓ La répandage de la première couche de liant à raison de 1kg/m² ;
- ✓ La répandage de la première couche de granulat de classe 10/14 dosée à 10 L/m² ;
- ✓ La répandage de la deuxième couche de liant à raison de 1,3kg/m² ;
- ✓ La répandage de la deuxième couche de granulat de classe 6/10 avec un dosage de 6 L/m² ;
- ✓ Le compactage et réglage du matériau ;

- ✓ Tous les frais et sujétions de mise en œuvre.

Série n°400 : Assainissement

Prix n°401 : Démolition d'ouvrage

Ce prix rémunère le METRE CUBE (m³) démoli d'ouvrage d'assainissement existant qui n'est plus en bon état. Il comprend :

- ✓ La démolition complète ou partielle de l'ouvrage et toutes les sujétions d'exécution ;
- ✓ Le chargement, le transport, et le déchargement des gravats ou matériaux extraits ;
- ✓ Le remblaiement des fouilles avec des matériaux ayant les qualités définies et leur compactage jusqu'à l'obtention d'une densité in-situ égale à 95 % de celle obtenue à l'essai Proctor Modifié.

Prix n°402 : Fouille pour ouvrages en terrain de toute nature.

Ce prix est rémunéré par Mètre cube [m³] de volume. Il comprend :

- ✓ L'excavation de terres ;
- ✓ le chargement, le transport sur toute distance et le déchargement aux lieux de dépôt des terres et ou gravois issus des fouilles.

Prix n°403 : Béton dosé a 150kg.

Le béton dosé à 150 kg/m³ est utilisé en Béton de propreté ordinaire. Son prix est rémunéré au Mètre cube [m³] de volume et comprend :

- ✓ la fourniture des matériaux nécessaires à la fabrication de béton ;
- ✓ la confection de béton ;
- ✓ le transport sur toute distance ;
- ✓ le coulage et toute sujétion y existante.

Prix n°404 : Béton dosé a 350kg.

Le béton dosé à 350 kg/m³ est utilisé en enduit et pour les dalles. Son prix est rémunéré au Mètre cube [m³] de volume et comprend :

- ✓ la fourniture des matériaux nécessaires à la fabrication de béton ;

- ✓ la confection de béton ;
- ✓ le transport sur toute distance ;
- ✓ le coulage et toute sujétion y existante.

Prix n°405 : Acier pour armature de béton.

Ce prix est rémunéré au Kilogramme [kg]. Il comprend :

- ✓ les fournitures d'aciers ;
- ✓ le transport sur toute distance ;
- ✓ toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix n°406 : Fossé triangulaire en terre .

Ce prix est rémunéré au METRE LINEAIRE (ml) de fossé en terre de type triangulaire mis en œuvre. Il comprend :

- ✓ L'excavation, le réglage et la finition ;
- ✓ L'extraction et le chargement ;
- ✓ Le transport et le déchargement en lieu de dépôt.

Prix n°407 : Fossé rectangulaire en terre

Ce prix est rémunéré au METRE LINEAIRE (ml) de fossé rectangulaire en terre mis en œuvre. Il comprend les mêmes composantes que le Prix n°3.03.

Prix n°408 : Fossé rectangulaire maçonné

Ce prix est évalué au METRE LINEAIRE (ml) de fossé maçonné de type rectangulaire. Il comprend :

- ✓ Les terrassements et les fouilles en terrain de toute nature y compris rocheux ;
- ✓ Le chargement, le transport, le déchargement, et le réglage des terres en excès et des gravats issus des fouilles ;
- ✓ La fourniture et le transport à pieds d'œuvre de tous les matériaux requis ;
- ✓ La réalisation en maçonnerie du fond et des parements ;
- ✓ Le remblaiement, le damage, le compactage, et le façonnage des abords.

Prix n°409 : Fossé trapézoïdal maçonné

Ce prix est évalué au METRE LINEAIRE (ml) de fossé maçonné de type trapézoïdal. Il comprend les mêmes composantes que le Prix n°3.05.

Série n°500 : Signalisation – Equipement

Prix n°501 : Borne kilométrique

Ce prix s'applique à l'UNITE (U) de borne. Il comprend :

- ✓ La fourniture et la fabrication ;
- ✓ Le transport sur toute distance ;
- ✓ L'implantation et toute sujétion ;
- ✓ Peinture et autres sujétions de finition.

Prix n°502 : Panneaux Localisations (Villes et Villages) .

Les panneaux de localisation servent à situer une ville ou un village. Leur prix est rémunéré par Unité [U] et comprend :

- ✓ la fourniture de panneaux préfabriqués en BA ;
- ✓ le transport des panneaux sur toute distance ;
- ✓ la mise en œuvre : implantation topographique, fouille et pose avec coulage du massif de scellement ;
- ✓ la peinture des panneaux ;
- ✓ toute sujétion de mise en œuvre.

Prix n°503 : Panneaux triangulaires.

Ils servent à signaler tous obstacles ou dangers sur la route. Le prix de ces panneaux est rémunéré par Unité [U] et comprend :

- ✓ la fourniture de panneaux préfabriqués en BA ;
- ✓ le transport des panneaux ;
- ✓ la mise en œuvre : implantation topographique, fouille et pose avec coulage du massif de scellement ;
- ✓ la peinture des panneaux ;
- ✓ toute sujétion de mise en œuvre.

Prix n°504 : Panneaux circulaires.

Ces panneaux servent à signaler une obligation de conduite pour le confort et la sécurité des usagers de la route. Leur prix est évalué par Unité [U] et comprend :

- ✓ la fourniture de panneaux préfabriqués en BA ;
- ✓ le transport des panneaux ;
- ✓ la mise en oeuvre : implantation topographique, fouille et pose avec coulage du massif de scellement ;
- ✓ la peinture des panneaux ;
- ✓ toute sujétion de mise en œuvre.

Prix n°505 : Marquage au sol ou Bande blanche

Ce prix rémunère au METRE LINEAIRE (ml) la réalisation de bande blanche conformément aux spécifications techniques. Le prix comprend :

- ✓ Le nettoyage préalable de la chaussée ;
- ✓ Le traçage, pré-marquage, et dessin par craie ;
- ✓ Le transport des fournitures et des composants utilisés pour le produit ;
- ✓ Les frais de mis en œuvre et toute sujétion d'exécution.

Prix n°506 : Glissière de sécurité

Ce prix est rémunéré au METRE LINEAIRE (ml) de glissière de sécurité installé. Il comprend :

- ✓ La fourniture et le transport sur toute distance ;
- ✓ Le fonçage du support conformément au plan quelle que soit la nature du sol ;
- ✓ Toutes les sujétions de montage et de fixation.

IX.2 DEVIS QUANTITATIF.

Le devis quantitatif consiste en la détermination quantitative du volume des Travaux à effectuer, précédemment dans le devis descriptif. [3]

Les quantités des différents Travaux à réaliser sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 114 : Devis Quantitatif du Projet.

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité
1			
INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER			
101	Installation de Chantier	Fft	1
102	Repli de Chantier	Fft	1
2			
TERRASSEMENTS			
201	Désherbage et débroussaillage	m ²	24 865
202	Décapage et redans	m ²	2 842
203	Déblai ordinaire, meuble ou rippable	m ²	14 919
205	Remblai d'emprunt	m ³	4 476
206	Engazonnement	m ²	4 350
3			
TRAVAUX DE CHAUSSÉE			
301	Démolition de chaussée existante	m ²	1 800
302	Reprofilage léger	ml	19 892
303	Couche de fondation en MS	m ³	20 091
304	Couche de base en GCNT	m ³	25 362
305	Couche d'imprégnation en ECR 65	m ²	59 676
306	Accotement en ESm	m ³	497
307	Couche de roulement en ESb	m ³	4 774
4			
ASSAINISSEMENTS			
401	Démolition d'ouvrages existants	U	8
402	Fouilles pour ouvrage tou terrain	m ³	7 577
403	Béton dosé a 150kg	m ³	730
404	Béton dosé a 350kg	m ³	176
405	Acier pour armature de béton	Kg	69 679
406	Fossé triangulaire en Terre	ml	2 387
407	Fossé rectangulaire en Terre	ml	1 227
408	Fossé rectangulaire maçonné	ml	1 311
409	Fossé trapézoïdale maçonné	ml	5 689
5			
SIGNALISATIONS ET EQUIPEMENTS			
501	Bornes kilométriques	U	21
502	Localisations (Villes et Villages)	U	4
503	Triangle de signalisation	U	6
504	Circulaire de signalisation	U	9
505	Peinture pour marquage	ml	59676
506	Glissière de sécurité	ml	173

IX.3 DEVIS ESTIMATIF.

Le devis estimatif permet d'estimer le coût total des Travaux à réaliser. En associant les résultats du devis quantitatif aux sous-détails des prix. [3]

IX.3.1 Sous détails des prix.

Un sous détails des prix, c'est l'évaluation des prix de chaque composante conduisant à la détermination de prix unitaire pour les différentes parties de l'ouvrage. Le prix est affecté de l'allocation de matériels, des salaires de la main d'œuvre, des coûts de matériaux et des divers nécessaires.

Le prix unitaire est déterminé selon trois paramètres qui sont le déboursé sec D, le rendement journalier R et le coefficient de déboursé K.

$$PU = K_1 \times \frac{DS}{R} \quad (96)$$

Où :

- PU : Prix de vente hors taxe unitaire ;
- DS : Déboursé sec ;
- R : Rendement journalier ;
- K : Coefficient de déboursé.

IX.3.1.1 Coefficient de déboursé K.

L'expression du coefficient de déboursé K est telle que :

$$K_1 = \frac{(1 + \frac{A_1}{100}) \times (1 + \frac{A_2}{100})}{1 - \frac{A_3}{100} \times (1 + \frac{TVA}{100})} \quad (97)$$

Où les frais A_i sont décomposés en plusieurs frais tels que :

- ✓ $A_1[\%] = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$: Frais généraux proportionnels aux déboursés ;
- ✓ $A_2[\%] = a_5 + a_6 + a_7 + a_8$: Bénéfice brut et frais financiers proportionnels au prix de revient ;
- ✓ $A_3[\%] = a_9$: Frais proportionnels au TVA ;
- ✓ $TVA[\%]$: Taxe sur valeur ajoutée ; elle est de 20 % pour les marchés de Travaux.

Le tableau suivant donne les valeurs minimales et maximales de chaque coefficient a_i à prendre :

Tableau 115 : Fourchette de valeur des coefficients a_i .

Coefficient	Description	Maximale [%]	Minimale [%]
a_1	Frais d'agence et patente	3,5	7
a_2	Frais de chantier	8,00	12
a_3	Frais d'étude et laboratoire	3,00	4
a_4	Assurances	0,5	1
a_5	Bénéfice net et impôts sur le bénéfice	6,00	10
a_6	Aléas techniques	2,00	3
a_7	Aléas de révision de prix	0,0	6
a_8	Frais financiers	2,0	4
a_9	Frais de siège	0,0	1

Pour des Travaux de moyenne envergure réalisée par une Moyenne Entreprise siégeant à Madagascar, nous pouvons prendre les valeurs suivantes pour le calcul du coefficient de déboursé :

Tableau 116 : pourcentage des différents frais.

A_1	a_1	5,00	21,30
	a_2	12,00	
	a_3	3,50	
	a_4	0,80	
A_2	a_5	10,00	15,50
	a_6	2,50	
	a_7	0,00	
	a_8	3,00	
A_3	a_9	0,00	0,00

Remarquons que :

- Le délai de construction ne dépasse pas 18 mois : $a_7 = 0$;

- Pour les Entreprise qui siègent à Madagascar : $a_9 = 0$.

On trouve alors :

$$K_1 = \frac{\left(1 + \frac{21,3}{100}\right) \times \left(1 + \frac{12,5}{100}\right)}{1 - \frac{0}{100} \times \left(1 + \frac{20}{100}\right)} \approx 1,40$$

IX.3.1.2 Exemple de Sous Détails de Prix.

Nous allons présenter les sous-détails de prix pour béton dosé à 350 kg et pour aciers d'armature HA.

Tableau 117 : Sous-détails de prix pour béton Q350.

N° prix 4.04									
Rendement R=		5 m3/j							
Coefficient de déboursé K		1,40							
Composante de prix			Coûts directs			Dépenses directes [Ar]			TOTAL [Ar]
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	Prix Unitaire [Ar]	Matériels	Main d'œuvre	Matériaux	
Matériels									
Bétonnière	U	1	h	8	6000,00	48000,00			48000,00
Camion à benne	U	2	h	4	50000,00	400000,00			400000,00
Pervibrateur	U	2	h	8	3000,00	48000,00			48000,00
Outillage	Fft	1	Fft	1	35000,00	35000,00			35000,00
Total Matériels									531000,00
Main d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	4000,00		4000,00		4000,00
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	3000,00		24000,00		24000,00
Ouvriers spécialisés	Hj	4	h	8	2000,00		64000,00		64000,00
Mancœuvres	Hj	8	h	8	1500,00		96000,00		96000,00
Conducteur mécanique	Hj	1	h	8	1500,00		12000,00		12000,00
Total Main d'œuvre									200000,00
Matériaux									
Ciment	kg	350	kg	1750	600,00			1050000,00	1050000,00
Sable	m3	0,4	m3	2	25000,00			50000,00	50000,00
Gravillon	m3	0,8	m3	4	40000,00			160000,00	160000,00
Eau	L	180	L	900	20,00			18000,00	18000,00
Total Matériaux									1 278 000
Total des déboursés									2 009 000
Prix Unitaire : $PU = \frac{KD}{R}$									562 520

Tableau 118 : Sous-détails de prix pour aciers d'armature HA.

N° prix 4.05										
Rendement R=	250									
	kg/j									
Coefficient de déboursé K	1,40									
<i>Composante de prix</i>			<i>Coûts directs[Ar]</i>			<i>Dépenses directes [Ar]</i>			TOTAL [Ar]	
Designation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	Prix Unitaire [Ar]	Matériels	Main d'œuvre	Matériaux		
Matériels										
Outilsage	Fft	1	Fft	1	35000,00	35000,00			35000,00	
Total Matériels									35000,00	
Main d'œuvre										
Chef de chantier	Hj	1	h	1	5000,00		5000,00		5000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	3000,00		24000,00		24000,00	
Ouvriers spécialisés	Hj	4	h	8	2000,00		64000,00		64000,00	
Manceuvres	Hj	8	h	8	1500,00		96000,00		96000,00	
Total Main d'œuvre									189000,00	
Matériaux										
Acier HA	kg	250	kg	260	3500,00			910000,00	910000,00	
Fil de fer recuit	kg	0,1	m3	25	4500,00			112500,00	112500,00	
Ecarteur	Unité	1	m3	20	1500,00			30000,00	30000,00	
Total Matériaux									1052500,0	
									Total des déboursés	1276500,0
									Prix Unitaire	7 148,40

IX.3.2 Devis quantitatif et estimatif.

Une compilation de tous les sous-détails de prix de chaque constituant du Projet permettra d'établir le DQE. Le coût total du Projet en sera déduit.

Le tableau ci-contre donne le DQE du Projet :

Tableau 119 ; Détails quantitatif et estimatif du Projet.

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	P U	Montant
1	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER				
101	Installation de Chantier	Fft	1	273 073 111	273 073 111
102	Repli de Chantier	Fft	1	136 536 555	136 536 555
	SOUS-TOTAL 1				409 609 666
2	TERRASSEMENTS				
201	Désherbage et débroussaillage	m ²	24 865	1 600	39 784 000
202	Décapage et redans	m ²	2 842	2 492	7 081 552
203	Déblai ordinaire, meuble ou rippable	m ²	14 919	22 400	334 185 600
205	Remblai en d'emprunt	m ³	4 476	29 300	131 138 010
206	Engazonnement	m ²	4 350	7 840	34 104 000
	SOUS-TOTAL 2				546 293 162
3	TRAVAUX DE CHAUSSEE				
301	Démolition de chaussée existante	m ²	1 800	9 000	16 200 000
302	Reprofilage léger	ml	19 892	25 641	510 050 772
303	Couche de fondation en MS	m ³	20 091	86 455	1 737 012 940
304	Couche de base en GCNT	m ³	25 362	104766,67	2 657 123 715
305	Couche d'imprégnation en ECR 65	m ²	59 676	9520,00	568 115 520
306	Accotement en Esm	m ³	497	13 650	6 788 145
307	Couche de roulement en Esb	m ³	4 774	544 509	2 599 529 527
	SOUS-TOTAL 3				8 094 820 618
4	ASSAINISSEMENTS				
401	Démolition d'ouvrages existants	U	8	99 320,00	794 560
402	Fouilles pour ouvrage tout terrain	m ³	7 577	23 800,00	180 334 028
403	Béton dosé a 150kg	m ³	730	251 080,00	183 393 854
404	Béton dosé a 350kg	m ³	176	562 520,00	99 228 528
405	Acier pour armature de béton	Kg	69 679	7 148,40	498 093 266
406	Fossé triangulaire en Terre	ml	2 387	19 903	47 508 461
407	Fossé rectangulaire en Terre	ml	1 227	26 914	33 023 478
408	Fossé rectangulaire maçonné	ml	1 311	107 850,3	141 391 743
409	Fossé trapézoïdale maçonné	ml	5 689	121 655,3	692 097 002
	SOUS-TOTAL 4				1 875 864 920

Suite. Tableau 120 ; Détails quantitatif et estimatif du Projet

5	SIGNALISATIONS ET EQUIPEMENTS				
501	Bornes kilométriques	<i>U</i>	21	238 280,00	5 003 880
502	Localisations (Villes et Villages)	<i>U</i>	4	155 760,00	623 040
503	Triangle de signalisation	<i>U</i>	6	75 440,00	452 640
504	Circulaire de signalisation	<i>U</i>	9	75 440,00	678 960
505	Peinture pour marquage	<i>ml</i>	59676	5 950,00	355 072 200
506	Glissière de sécurité	<i>ml</i>	173	255 000,00	44 115 000
	SOUS-TOTAL 5				405 945 720

Tableau 121 : Récapitulation du DQE.

Désignation des Travaux		Montant
INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER		409 609 665,76
TERRASSEMENTS		546 293 162,00
TRAVAUX DE CHAUSSÉE		8 094 820 618,19
ASSAINISSEMENTS		1 875 864 919,98
SIGNALISATIONS ET EQUIPEMENTS		405 945 720,00
TOTAL GÉNÉRAL hors TVA		11 332 534 085,93
TVA 20%		2 266 506 817,19
TOTAL TTC		13 599 040 903,11

Le présent devis quantitatif et estimatif est arrêté à la somme de **TREIZE MILLIARD CINQ CENT QUATRE-VINGTS-DIX-NEUF MILLION QUARANTE MILLE NEUF-CENT TROIS ARIARY ONZE (13 599 040 903,11 Ar)** toutes taxes comprises.

La Taxe sur la Valeur Ajoutée au taux de VINGT POUR CENT (20%) a pour montant de **DEUX MILLIARDS DEUX-CENT SOIXANTE-SIX MILLIONS CINQ-CENTSIX MILLES HUIT-CENT DIX-SEPT ARIARY DIX-NEUF (2 266 506 817,19 Ar)**.

Le coût au kilomètre de la route est évalué **SIX-CENT QUATRE VINGT TROIS MILLIONSSIX CENT QUARANTE TROIS MILLE SEPT-CENT VINGT UN ARIARY TROIS (683 643 721,3 Ar)**.

Chapitre X : COUTS D'ENTRETIEN DE LA CHAUSSÉE.

L'Entretien de la route est nécessaire pour la prévention contre toute dégradation éventuelle de cette dernière. Explicitement, il est réalisé pour :

- Éviter la dégradation des qualités structurelles ;
- Maintenir les ouvrages d'assainissement ;
- Restaurer l'imperméabilité de la couche de roulement ;
- Maintenir ou restaurer une bonne qualité de la surface de la chaussée pour de bonnes conditions de confort et de sécurité des usagers.

Les deux types d'Entretien routier sont :

- L'Entretien courant ;
- L'Entretien périodique.

X.1 L'ENTRETIEN COURANT.

L'entretien courant des chaussées constitue l'ensemble des Travaux réalisés habituellement en subdivision, par des actions localisées visant à préserver la sécurité de l'utilisateur et à maintenir en état la surface et la structure des chaussées. Pour ce faire, cet entretien doit commencer dès les premiers jours de mise en service et après l'apparition des moindres dégradations.

Les opérations d'Entretien consistent, selon le cas rencontré, en :

- Déflachage des affaissements ;
- Colmatage ou rapiéçage des fissures ;
- Réfection localisée ou point-à-temps des nids-de-poule ;
- Revêtement des accotements pour des épaufrures de rive.

D'après le Ministère des Travaux Publics (MTP) en 2017, le coût de l'Entretien courant est de 1 580 000,00 Ar/km/an à Madagascar. La longueur de la route étant de 20 km, le coût de l'entretien courant du projet par an est donc de **TRENTE DEUX MILLIONS CENT UN MILLE HUIT CENT SOIXANTE ARIARY** (32 101 860 Ar).

X.2 L'ENTRETIEN PERIODIQUE.

L'entretien périodique, quant à lui, se fait généralement tous les 5 ans pendant la durée de service de la route. Celui-ci vise à renouveler la couche de roulement ou la mise en œuvre d'un tapis d'usure.

A Madagascar, toujours d'après le MTP en 2017, le coût de l'entretien périodique est estimé à 101 200 060,00 Ar/km/5ans. Ainsi, le coût de l'entretien périodique de ce projet est de **DEUX MILLIARDS SIX CENT QUATRE MILLE SEPT CENT TRENTA SEPTARIARY QUATRE VINGT** (2 614 737 335 ,80Ar/5ans=404 800 240Ar/ans).

Chapitre XI : ETUDE DE RENTABILITE

Dans ce chapitre, on a à évaluer la faisabilité financière du Projet. En effet, il sera question de déterminer si le Projet représente un investissement rentable ou bien non. L'étude de rentabilité nous permettra de voir si les recettes d'exploitation couvrent toutes les charges d'investissement et d'entretien.

XI.1 EFFET DE L'AMÉNAGEMENT SUR LE COUT D'EXPLOITATION DES VEHICULES.

Les couts d'exploitation des véhicules se définissent comme étant la valeur monétaire des profits que l'Etat perçoit de manière directe ou indirecte après des usagers de la route.

Pour pouvoir mettre en évidence l'effet de l'Aménagement, on va évaluer la différence entre les dépenses des transporteurs dans le cas d'une route en terre très dégradée et celles dans le cas d'une route bitumée. Trois catégories de véhicule seront prises en considération :

- les camionnettes de Charge Utile ($CU=1T$);
- les autocars de $CU = 2 T$;
- les camions de $CU = 5 T$.

Il existe deux types d'exploitation pour les transporteurs :

- les coûts fixes ;
- les coûts proportionnels.

Les constituants des coûts sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 122 : Les constituants des coûts .

Coûts fixes	Coûts proportionnels
Les assurances	Les carburants
Les vignettes et les taxes professionnelles	Les lubrifiants
Le personnel de conduite	Les pneumatiques
Les réparations (main d'œuvre)	Les frais d'amortissement
	Les réparations (matériels)

XI.1.1 Hypothèses sur les coûts fixes.

XI.1.1.1 Les assurances.

Les valeurs dans les tableaux ci-dessous sont obtenues par des enquêtes auprès des services du transport à Madagascar.

Tableau 123: assurance par catégorie de véhicules.

Type	CU[T]	Activité	Assurance [Ar/mois]
Camionnette	1	Transporteur	31 256,00
Autocar	2	Transporteur	43 087,00
Camion	5	Transporteur	33 587,00

Source : Service du Transport

XI.1.1.2 Les taxes professionnelles et vignettes.

Elles sont principalement fonction de l'activité et de la charge utile des véhicules. Le tableau qui suit en informe les valeurs annuelles :

Tableau 124 : Taxes professionnelles par catégorie de véhicules.

Type	CU[T]	Activité	Taxes professionnelles[Ar/an]
Camionnette	1	Transporteur	160 000,00
Autocar	2	Transporteur	170 000,00
Camion	5	Transporteur	300 000,00

Source : Service du Transport

XI.1.1.3 Rémunération du personnel conducteur.

Le personnel dont il est question ici s'agit des chauffeurs et des aides-chauffeurs. Ils sont rémunérés comme l'indique le tableau qui suit :

Tableau 125 : Rémunération du personnel par catégories de véhicules.

Type	CU[T]	Salaire du Chauffeur[Ar/mois]	Salaire de l'aide Chauffeur[Ar/mois]
Camionnette	1	200 000,00	120 000,00
Autocar	2	200 000,00	120 000,00
Camion	5	300 000,00	160 000,00

Source : Service du Transport

XI.1.1.4 La main d'œuvre de réparations.

Les rémunérations de la main d'œuvre pour les réparations des véhicules sont les suivantes :

Tableau 126 : Les rémunérations de la main d'œuvre pour les réparations des véhicules .

Type	CU[T]	Réparations[Ar]
Camionnette	1	100 000,00
Autocar	2	132 000,00
Camion	5	160 000,00

Source : Service du Transport

XI.2 Hypothèses sur les coûts proportionnels.

XI.2.1 Hypothèses sur les quantités et les proportions.

Les coûts proportionnels sont différents pour une route dégradée et pour une route en bon état.

Tableau 127 : Les coûts proportionnels pour une route dégradée.

Désignation du coût	Camionnette	Autocar	Camion
Carburant (L/100km)	20	30	40
Lubrifiant (% carburant)	7	7	7
Pneumatique (durée de vie en km)	15000	15000	15000
Amortissement (an)	4	4	4
Distance parcourue (km/an)	30000	25000	22000
Longueur de la route (km)	20	20	20
Réparation matérielle (% prix du véhicule neuf)	50	60	60

Tableau 128 : Les coûts proportionnels pour une route bitumée.

Désignation du coût	Camionnette	Autocar	Camion
Carburant (L/100km)	12	17	22
Lubrifiant (% carburant)	4	4	4
Pneumatique (durée de vie en km)	10000	10000	10000
Amortissement (an)	7	7	7
Distance parcourue (km/an)	30000	25000	22000
Longueur de la route (km)	20	20	20
Réparation matérielle (% prix du véhicule neuf)	35	45	45

XI.2.2 Hypothèses sur les prix unitaires.

Afin de pouvoir déterminer les coûts proportionnels, on adopte les hypothèses de calcul données dans le tableau suivant :

Tableau 129 : les prix unitaires.

Prix	Unité	Montant		
		Camionnette	Autocar	Camion
Carburant	L	3700	3700	3700
Pneumatique	U	300 000	400 000	600 000
Amortissement	U	1 000 000	1 000 000	2 000 000
Véhicules neufs	U	50 000 000	100 000 000	175 000 000

XI.3 Coût d'exploitation d'un véhicule selon l'état de la route.

Il s'agit de la dépense totale d'un véhicule parcourant une fois le tronçon étudié (\cong 20 km).

Tableau 130 : Coût d'exploitation en Ar d'un véhicule pour une route en terre dégradée.

Coûts proportionnels			
Désignation du coût	T1	T2	T3
Carburant	14800	22200	29600
Lubrifiant	592	888	1184
Pneumatique	400	533,333333	800
Amortissement	31250	46875	62500
Réparation matérielle	2853,88128	6849,31507	11986,3014
Sous totale	49895,8813	77345,6484	106070,301

Suite .Tableau 131 :Coût d'exploitation en Ar d'un véhicule pour une route en terre dégradée

Coûts fixes			
Désignation du coût	T1	T2	T3
Assurance [Ar/mois]	1041,86667	1436,23333	1119,56667
Taxes professionnelles[Ar/an]	438,356164	465,753425	821,917808
Salaire du Chauffeur[Ar/mois]	3333,33333	3333,33333	5000
Salaire de l'aide Chauffeur[Ar/mois]	2000	2000	3000
Réparations[Ar]	3333,33333	4400	5333,33333
Sous totale	10146,8895	11635,3201	15274,8178
TOTAL	60 042,7708	88 980,9685	121 345,119

Tableau 132 : Coût d'exploitation en Ariary d'un véhicule pour une route revêtue.

Coûts proportionnels			
Désignation du coût	T1	T2	T3
Carburant	8880	12580	16280
Lubrifiant	355,2	503,2	651,2
Pneumatique	600	800	1200
Amortissement	17857,1429	26785,7143	35714,2857
Réparation matérielle	1997,71689	5136,9863	8989,72603
Sous totale	29 690,0598	45 805,9006	62 835,2117
Coûts fixes			
Désignation du coût	T1	T2	T3
Assurance [Ar/mois]	1041,86667	1436,23333	1119,56667
Taxes professionnelles[Ar/an]	438,356164	465,753425	821,917808
Salaire du Chauffeur[Ar/mois]	3333,33333	3333,33333	5000
Salaire de l'aide Chauffeur[Ar/mois]	2000	2000	3000
Réparations[Ar]	3333,33333	4400	5333,33333
Sous totale	10146,8895	11635,3201	15274,8178
TOTAL	39 836,9492	57 441,2207	78 110,0295

Les avantages de l'Aménagement de la route par type de véhicule sont donnés par la formule :

$$\Delta C = C_d - C_b \quad (98)$$

Avec :

ΔC : Avantage par véhicule ;

C_d : Coût d'exploitation du véhicule pour une route dégradée, c'est-à-dire avant le

Projet

C_b : Coût d'exploitation du véhicule pour une route revêtue, c'est-à-dire après le Projet.

Le tableau suivant nous donne les avantages perçus par types de véhicules :

Tableau 133 : Avantages par types de véhicules.

TYPES	Camionnette (T1)	Autocar(T2)	Camion(T3)
AVANTAGES PAR VEHICULES	20 205,8215	31 539,7478	43 235,0896

XI.2 EVALUATION ECONOMIQUE.

XI.2.1 Les avantages nets du projet

Les avantages nets sont les avantages produits en comparaison de la situation en l'absence du Projet. Les avantages nets sont définis par la relation :

$$A_n = \sum \Delta t - C_E \quad (99)$$

A_n : Avantage net ;

$\sum \Delta t$: Somme des avantages liés au transport ;

C_E : Coût d'entretien (entretien courant et entretien périodique).

XI.2.1.1 Les avantages liés au transport.

Ces avantages comprennent non seulement la réduction du coût d'exploitation des véhicules mais aussi la croissance des recettes après l'Aménagement de la route. Ils sont obtenus par la formule :

$$\Delta t = \Delta C \times T \quad (100)$$

Δt : Avantage lié au transport ;

ΔC : Avantage par véhicule

T : Trafic en un an.

Le trafic annuel des trois catégories de véhicule considérées à l'année de mise en service de la route et pendant sa durée de vie est représenté par le tableau suivant ; nous adopterons un taux d'accroissement annuel de 7 %.

Tableau 134 : Projection du trafic annuel.

Année	T1(Camionnette)	T2(Autocar)	T3(Camion)
2018	26645	22995	18250
2019	28470	24455	19710
2020	30295	26280	21170
2021	32485	28105	22630
2022	34675	29930	24090
2023	37230	32120	25915
2024	39785	34310	27740
2025	42705	36865	29565
2026	45625	39420	31755
2027	48910	42340	33945
2028	52195	45260	36500
2029	55845	48545	39055
2030	59860	51830	41610
2031	63875	55480	44530
2032	68255	59495	47815
2033	73000	63510	51100

XI.2.1.2 Exemple de calcul des avantages nets.

Nous allons effectuer le calcul des avantages nets du Projet pour l'année 201, année de mise en service estimée de la route.

Comme indiqué auparavant on a :

$$A_n = \sum \Delta t - C_E \quad (101)$$

Où :

- ✓ $\sum \Delta t$: somme des avantages lié au transport ;

$$\sum \Delta t = \Delta t_1 + \Delta t_2 + \Delta t_3$$

Avec :

$$\Delta t_i = \Delta C_i \times T_i \quad (102)$$

- Δt_i : avantage net lié au véhicule i ;
- ΔC_i : avantage par véhicule ;
- T_i : trafic du véhicule i pour l'année considérée.

- ✓ C_E : coût d'entretien ; pour l'année considérée, on a un entretien courant.

Numériquement, nous avons :

$$\Delta t_1 = 26645 \times 20205,82153 = 538\,384\,114,57 \text{ Ar}$$

$$\Delta t_2 = 22995 \times 31539,74781 = 725\,256\,501,00 \text{ Ar}$$

$$\Delta t_3 = 18250 \times 43235,08963 = 789\,040\,385,71 \text{ Ar}$$

$$\sum \Delta t = 538\,384\,114,57 + 725\,256\,501,00 + 789\,040\,385,71 = 2\,052\,681\,001,29$$

$$C_E = 32\,101\,860,00 \text{ Ar}$$

Ainsi :

$$A_n = 2\,020\,579\,141,29 \text{ Ar}$$

XI.2.1.3 Résultats de calculs des avantages nets.

Le tableau suivant récapitule les avantages nets du Projet pendant toute sa durée de vie (15 ans) :

Tableau 135 : Récapitulation des avantages nets.

Année	Δt_1 [Ar]	Δt_2 [Ar]	Δt_3 [Ar]	$\sum \Delta t$ [Ar]	C_E [Ar]	A_n [Ar]
2018	538 384 114,57	725 256 501,00	789 040 385,71	2 052 681 001,29	32 101 860,00	2 020 579 141,29
2019	575 259 738,86	771 304 532,81	852 163 616,57	2 198 727 888,24	32 101 860,00	2 166 626 028,24
2020	612 135 363,14	828 864 572,57	915 286 847,43	2 356 286 783,14	32 101 860,00	2 324 184 923,14
2021	656 386 112,29	886 424 612,33	978 410 078,29	2 521 220 802,90	32 101 860,00	2 489 118 942,90
2022	700 636 861,43	943 984 652,10	1 041 533 309,14	2 686 154 822,67	2 614 737 335	71 417 487,67
2023	752 262 735,43	1 013 056 699,81	1 120 437 347,71	2 885 756 782,95	32 101 860,00	2 853 654 922,95
2024	803 888 609,43	1 082 128 747,52	1 199 341 386,29	3 085 358 743,24	32 101 860,00	3 053 256 883,24
2025	862 889 608,29	1 162 712 803,19	1 278 245 424,86	3 303 847 836,33	32 101 860,00	3 271 745 976,33
2026	921 890 607,14	1 243 296 858,86	1 372 930 271,14	3 538 117 737,14	32 101 860,00	3 506 015 877,14
2027	988 266 730,86	1 335 392 922,48	1 467 615 117,43	3 791 274 770,76	2 614 737 335	1 176 537 435,76
2028	1 054 642 854,57	1 427 488 986,10	1 578 080 771,43	4 060 212 612,10	32 101 860,00	4 028 110 752,10
2029	1 128 394 103,14	1 531 097 057,67	1 688 546 425,43	4 348 037 586,24	32 101 860,00	4 315 935 726,24
2030	1 209 520 476,57	1 634 705 129,24	1 799 012 079,43	4 643 237 685,24	32 101 860,00	4 611 135 825,24
2031	1 290 646 850,00	1 749 825 208,76	1 925 258 541,14	4 965 730 599,90	32 101 860,00	4 933 628 739,90
2032	1 379 148 348,29	1 876 457 296,24	2 067 285 810,57	5 322 891 455,10	2 614 737 335	2 708 154 120,10
2033	1 475 024 971,43	2 003 089 383,71	2 209 313 080,00	5 687 427 435,14	32 101 860,00	5 655 325 575,14

XI.2.2 Les critères de rentabilité.

La rentabilité du Projet sera évaluée par le biais des critères suivant :

- ✚ la Valeur Actuelle Nette (VAN), qui doit être positive ;
- ✚ le Taux de Rentabilité Interne (TRI), qui doit être supérieur au taux d'actualisation ;
- ✚ le Délai de Récupération du Capital Investi (DRCI), qui doit être inférieure à la durée de vie du Projet.

Ces outils permettront d'effectuer l'analyse économique du Projet.

XI.2.2.1 La valeur actuelle nette(VAN).

La VAN mesure la création de valeur du Projet. Elle est calculée de la manière suivante : [12]

$$VAN = \sum_{p=1}^n A_p \cdot (1 + r)^{-p} - I \quad (103)$$

Où :

A_p : avantage ou flux net de trésorerie de la période p ;

I : investissement initial , $I = 13\,599\,040\,903,11$ Ar ;

r : taux d'actualisation ; $r = 12\%$;

n : durée de vie du Projet ; $n = 15$ ans.

Le tableau suivant résume le calcul de la VAN :

Tableau 136 : calcul de la VAN .

Périodes p	Flux net de trésorerie A_p	Facteur d'actualisation $(1 + r)^{-p}$	Flux nette actualisé $A_p \cdot (1 + r)^{-p}$
1	2 020 579 141,29	0,893	1 804 088 519,01
2	2 166 626 028,24	0,797	1 727 221 004,65
3	2 324 184 923,14	0,712	1 654 308 920,56
4	2 489 118 942,90	0,636	1 581 880 087,52
5	71 417 487,67	0,567	40 524 200,47
6	2 853 654 922,95	0,507	1 445 750 393,07
7	3 053 256 883,24	0,452	1 381 138 355,35
8	3 271 745 976,33	0,404	1 321 403 326,05
9	3 506 015 877,14	0,361	1 264 304 473,04
10	1 176 537 435,76	0,322	378 813 566,16
11	4 028 110 752,10	0,287	1 157 985 585,89
12	4 315 935 726,24	0,257	1 107 793 203,68
13	4 611 135 825,24	0,229	1 056 753 318,33
14	4 933 628 739,90	0,205	1 009 518 188,28
15	2 708 154 120,10	0,183	494 769 632,67
Cumul des flux $\sum_{p=1}^n A_p \cdot (1 + r)^{-p}$			17 426 252 774,72
I (Ar)			13 599 040 903,11
VAN(Ar)			3 827 211 871,61

La VAN est positive, l'investissement peut donc être entrepris.

XI.2.2.2 Le taux de rentabilité interne (TRI).

Le TRI est défini comme le taux d'actualisation qui annule la VAN. Il est donné donc par la relation : [12]

$$\sum_{p=1}^n A_p \cdot (1 + TRI)^{-p} = 0 \quad (104)$$

Tableau 137 : Calcul du TRI.

Taux d'actualisation	16	17
VAN	182 745 125,89	- 541 783 964,09

Le taux d'actualisation qui annule la VAN, c'est-à-dire le TRI, se trouve entre 16 % et 17 %.

Après interpolation, on trouve : $TRI = 16,25\%$.

$TRI = 16,25\% > 12\%$, Le projet est donc rentable

XI.2.2.3 Le délai de récupération du capital investi (DRCI).

Ce délai de récupération correspond à la période au bout du quelle le capital investi a pu être récupéré. [12]

Le tableau suivant nous donne le calcul du DRCI.

Tableau 138 : Calcul du DRCI.

I(Ar)	13 599 040 903,11			
Périodes p	Flux net de trésorerie A_p	Facteur d'actualisation $(1 + r)^{-p}$	Flux nette actualisé $A_p \cdot (1 + r)^{-p}$	Cumul des flux Ar
1	2 020 579 141,29	0,89	1 804 088 519,01	1 804 088 519,01
2	2 166 626 028,24	0,80	1 727 221 004,65	3 531 309 523,66
3	2 324 184 923,14	0,71	1 654 308 920,56	5 185 618 444,22
4	2 489 118 942,90	0,64	1 581 880 087,52	6 767 498 531,73
5	71 417 487,67	0,57	40 524 200,47	6 808 022 732,20
6	2 853 654 922,95	0,51	1 445 750 393,07	8 253 773 125,27
7	3 053 256 883,24	0,45	1 381 138 355,35	9 634 911 480,63
8	3 271 745 976,33	0,40	1 321 403 326,05	10 956 314 806,68
9	3 506 015 877,14	0,36	1 264 304 473,04	12 220 619 279,72
10	1 176 537 435,76	0,32	378 813 566,16	12 599 432 845,88
11	4 028 110 752,10	0,29	1 157 985 585,89	13 757 418 431,77
12	4 315 935 726,24	0,26	1 107 793 203,68	14 865 211 635,45
13	4 611 135 825,24	0,23	1 056 753 318,33	15 921 964 953,78
14	4 933 628 739,90	0,20	1 009 518 188,28	16 931 483 142,05
15	2 708 154 120,10	0,18	494 769 632,67	17 426 252 774,72

Le capital investi sera récupéré entre la 10ème et la 11ème année de service de la route. Après interpolation, le DRCI est de 10,14 ans soit **10 ans 1 mois 21 jours**. Il est inférieur à la durée de vie du Projet.

XI.2.2.4 Règle de décision.

Tous les critères de rentabilité qu'on a étudiés se résument comme suit :

- VAN positive ;
- TRI supérieure au taux d'actualisation ;
- DRCI plus bref que la durée de vie de la route.

Ceux-ci nous permettent de d'affirmer que notre Projet peut être considéré comme étant un projet d'investissement rentable. [12]

Chapitre XII : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAUX.

Selon le décret 99-954 relatif à la MECIE : « l'Etude d'Impact Environnemental (EIE) est l'étude qui consiste en l'analyse scientifique et préalable des impacts potentiels prévisibles d'une activité donnée sur l'environnement, et en l'examen de l'acceptabilité de leurs niveaux et des mesures d'atténuation permettant d'assurer l'intégrité de l'environnement dans les limites des meilleures technologies disponibles à un coût économiquement acceptable (Art.2) »

En ce sens, les études des impacts environnementaux sont requises sur la majorité des Projets. Le but de ces études est de constater ou d'anticiper les réponses du dit milieu récepteur aux perturbations engendrées par le Projet. En effet, il s'agit de faire l'examen des effets du Projet sur une composante de l'environnement biophysique et humaine en comparaison de la situation en l'absence du Projet. Pour procéder à l'étude des impacts environnementaux de notre Projet, on va se focaliser sur les points suivants : [5]

- Description du milieu récepteur ;
- L'identification des impacts probables du Projet sur le milieu récepteur ;
- L'évaluation des impacts environnementaux ;
- L'identification des mesures d'atténuation ou de compensation des impacts.

XII.1 DESCRIPTION DU MILIEU RECEPTEUR.

XII.1.1 Milieu naturel.

Le milieu récepteur naturel est constitué par les éléments suivants :

a) Le sol

Le sol à la base de l'emprise de la construction ;

Les gisements : ce sont là où les matériaux construction sont extraits ;

b) L'eau

Les principaux cours d'eau ;

Les eaux souterraines et l'aire de la zone d'implantation du Projet ;

c) L'air

L'atmosphère qui est touché par la réalisation des travaux ;

d) La flore et la faune

Les forêts et les êtres vivants qu'ils abritent ;

Les surfaces cultivables.

XII.1.2 Milieu Humain

Le milieu humain est surtout formé la population des zones d'influence directe et indirecte du Projet. Ce dernier affecte tant les principales activités économiques que les conditions de vie de la population.

XII.2 IDENTIFICATION DES IMPACTS.

Les impacts du Projet peuvent être bénéfiques ou néfastes pour le milieu récepteur. Nous allons classer les impacts selon qu'ils soient positifs ou négatifs. L'EIE tient compte aussi des préoccupations environnementales à toutes les phases de réalisation du projet, soient sa conception, sa mise en place, son exploitation. Pour cela, nous allons aussi classer les impacts par rapport à l'évolution de la construction dans le temps.

XII.2.1 Impacts positifs.

XII.2.1.1 Phase de préparation et de réalisation.

a) Création d'emploi direct.

Les travaux de réalisation du Projet nécessitent de la main d'œuvre, ce qui est source d'emploi temporaire pour la population environnante.

b) Création d'emploi indirect.

Des activités connexes aux travaux pourraient se créer aux alentours de la zone d'implantation du Projet ; par exemple, des petits commerces ou des gargotes.

XII.2.1.2 Phase d'exploitation.

a) Désenclavement de la zone d'influence du projet.

La nouvelle chaussée réalisée facilitera désormais la circulation des marchandises et des hommes.

b) Développement économique.

L'Aménagement de la route fera évoluer tous les secteurs d'activité dans zone d'influence.

c) Développement culturel et technologique.

La facilité de circulation provoquer par le Projet va favoriser à l'accès aux divers centres sociaux culturels. De plus, les informations seront plus faciles à accéder.

XII.2.2 Impacts négatifs

XII.2.2.1 Phase de préparation et de réalisation.

a) Perturbation du milieu biologique.

Les travaux peuvent atteindre le milieu biologique de la zone d'implantation du Projet à travers les terrassements et les installations de chantier.

b) Pollution de l'eau.

Les eaux usées provenant des chantiers risquent de polluer l'eau ; l'infiltration des substances provenant des produits noirs peuvent contaminer l'eau.

c) Pollution de l'air.

Les gaz provenant de l'échappement des engins et des camions polluent l'air.

d) Perturbation sonore

Les bruits des engins et des camions, de la démolition des ouvrages ainsi que les bruits d'explosion dans les carrières constituent un gêne pour le voisinage.

e) Perturbation de la flore et la faune.

Les débroussaillages, les désherbages ou encore les décapages enlèvent la couverture végétale. Par conséquent, ce changement entraîne la fuite des animaux, diminue leur habitat et réduit leur ressource alimentaire.

f) Epuisement des ressources.

Les ressources naturelles qui ont approvisionné le Projet diminuent du point de vue quantité.

g) Impact sur la santé.

Les gaz nocifs émis par les stations d'enrobage, la poussière ainsi que les éventuels accidents de chantier peuvent nuire à la santé des travailleurs et de la population avoisinante.

XII.2.2.2 Phase d'exploitation

a) Pollution de l'air.

L'augmentation du trafic que va engendrer l'Aménagement de la route provoque une pollution de l'air due aux gaz venant des échappements des véhicules.

b) Susceptibilité du terrain à l'érosion.

La modification du relief sur les sites des différents gisements et sur l'emprise de la nouvelle chaussée entraîne l'augmentation de la susceptibilité du terrain à l'érosion et l'expose de la création des « Lavaka ».

c) Risques d'accident.

Une chaussée revêtue fait relativement augmenter la vitesse des véhicules et donc les risques d'accident augmentent.

d) Perturbation sonore.

Nuisance sonore due aux passages incessants des véhicules.

XI.3 EVALUATION DES IMPACTS.

XI.3.1 Méthodologie.

L'évaluation des impacts se fait par une analyse multicritère de ces derniers. Cette analyse est souvent basée sur les trois critères suivants :

- L'intensité : faible, moyenne, ou forte ;
- La durée : courte, moyenne, ou longue ;
- L'étendue : ponctuelle, locale, ou régionale.

Pour procéder, on va associer à ces différents critères des notes nous permettant d'évaluer quantitativement chaque impact. Ces notes permettront de jauger l'importance de l'impact selon quoi elle sera majeure ou mineure. L'importance de chaque impact est respectivement majeure ou mineure suivant que la somme de ses notes par critère soit inférieure ou supérieure au seuil fixé à cinq (5). Le tableau suivant indique la manière dont nous allons effectuer l'évaluation des impacts :

Tableau 139: Méthodologie d'évaluation des impacts.

Critères	Intensité			Durée			Etendue		
Quantification	Faible	Moyenne	Forte	Courte	Moyenne	Longue	Ponctuelle	Locale	Régionale
Note	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Importance									
Total des notes < 5					Total des notes > 5				
Mineur					Majeur				

XII.3.2 Résultat de l'analyse des impacts.

Tableau 140: récapitulation de l'évaluation des impacts.

Phase du projet	Milieu récepteur	Impact	Note				Importance
			Intensité	Durée	Etendue	Totale	
Impacts positifs							
Etude et réalisation	Milieu humain	Création d'emploi direct	3	2	2	7	Majeur
		Création d'emploi indirect	2	2	2	6	Majeur
Exploitation		Désenclavement de la zone d'influence	3	3	3	9	Majeur
		Développement économique	2	3	2	7	Majeur
		Développement culturel et technologique	1	3	2	6	Majeur
Impacts négatifs							
Etude et réalisation	Milieu naturel	Perturbation du milieu biologique	2	1	1	4	Mineur
		Pollution de l'eau	1	2	1	4	Mineur
		Pollution de l'air	2	2	1	5	Majeur
		Perturbation sonore	1	2	1	4	Mineur
		Perturbation de la faune et de la flore	2	2	2	6	Majeur
		Epuisement des ressources	2	3	1	6	Majeur
	Milieu humain	Impact sur la santé	2	2	1	5	Majeur
Exploitation	Milieu naturel	Pollution de l'air	1	3	1	5	Majeur
		Risque d'érosion des terrains	2	3	2	7	Majeur
	Milieu humain	Risque d'accident	1	3	1	5	Majeur
		Perturbation sonore	1	3	1	5	Majeur

XI.4 MESURES A PRENDRE VIS-A-VIS DES IMPACTS.

Les impacts, s'ils sont négatifs, peuvent être évités, atténués ou compensés. Par contre, s'ils sont positifs, il est parfois possible qu'ils puissent encore être optimisés. Nous allons exposer, en deux temps, les mesures que le Projet doit inclure vis-à-vis des impacts qu'il va engendrer sur l'environnement.

XI.4.1 Mesures d'évitement, d'atténuation ou compensation.

Ces mesures sont prises dans le but réduire les impacts négatifs. Elles sont énumérées dans le tableau qui suit :

Tableau 141 : Mesures d'évitement, d'atténuation ou de compensation.

Impact	Mesure à prendre
Perturbation du milieu biologique	-Amoindrir tant que possible le déboisement ; Préférer d'autres combustibles au bois ;
Pollution de l'eau	-Aménager un site de décharge spécialement pour les produits toxiques ;
Pollution de l'air	-Bien entretenir les engins pour que l'émission de gaz toxiques soit limitée ;
Perturbation sonore	-Mettre des panneaux de signalisation là où les Perturbations sonores des véhicules sont les plus désagréables ;
Perturbation de la faune et de la flore	-Effectuer une remise en place de la couverture Végétale, ou le remplacer grâce à un reboisement ;
Epuisement des ressources	-Réaménager le site une fois que les travaux sont terminés ;
Impact sur la santé	-Munir le personnel des équipements de protection adéquats sur chantier ; -Mise en place de service médical ;
Terrain susceptible à l'érosion	-Mettre en place des ouvrages de protection ; -Effectuer un reboisement sur les terrains susceptibles à l'érosion ;
Risques d'accident	-Appliquer attentivement les règles de l'art lors de la réalisation pour le confort et la sécurité des usagers.

XI.4.2 Mesures d'optimisation.

Ces mesures sont prises dans le but de concrétiser les impacts positifs du Projet d'une manière optimale. Nous allons exposer ces mesures dans le tableau suivant :

Tableau 142 : Mesure d'optimisation.

Impact	Mesure à prendre
Création d'emploi	<ul style="list-style-type: none"> -Préférer la main d'œuvre locale ; -Etablir une formation qualifiante ; -Inciter les investissements ;
Développement économique de la région	<ul style="list-style-type: none"> -Instruire la population des techniques de L'agriculture moderne pour pouvoir exploiter les superficies cultivables désormais plus accessibles ; -Réhabiliter les divers sites touristiques de la Région ;
Développement culturel et technologique	<ul style="list-style-type: none"> -Faciliter l'accès aux informations ; -Inciter et sensibiliser les parents à la scolarisation des enfants ;

CONCLUSION PARTIELLE

Pour conclure, le Projet est évalué à Ar 13 599 040 903,11 soit le cout d'un kilomètre est de Ar 683 643 721,3. L'étude de rentabilité s'est faite avec comme hypothèses : un taux d'actualisation de 12% et une période de 15 ans correspondant à la durée de vie estimée de la route. Le Projet s'est avéré rentable avec une VAN de Ar 3 827 211 871,61 et un TRI de 16,25%. Le capital investi sera récupéré vers le début de la 10ème année de service de la route.

Pour compléter l'étude de faisabilité du Projet, on a évalué les impacts de celui-ci vis-à-vis de l'environnement. Cette étude a montré qu'il existe autant d'impacts positifs que d'impacts négatifs. Les impacts positifs sont essentiellement aperçus sur le milieu humain : amélioration du cadre de vie de la population, développement économique de la zone d'influence ; tandis que les impacts négatifs frappent surtout le milieu naturel et biologique : pollution et perturbations divers. Des mesures d'atténuation sont alors associées au Projet pour diminuer ces impacts négatifs afin de préserver l'intégrité de l'environnement.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Pour conclure, le Sud-Ouest de Madagascar, notamment la Région du Menabe est riche en ressources économiques. Celles-ci constituent un grand potentiel pour la Région et pour tout le Pays. Toutefois, elle se trouve enclavée par l'impraticabilité des routes en saison de pluies. La RN 9 témoigne ce fait par sa dégradation généralisée. Pourtant cette route constitue un élément majeur et indispensable aux échanges interrégionaux vue qu'elle constitue voie terrestre reliant le Moyen-Ouest au Sud. Le Projet d'Aménagement de la route offre alors une solution qui apportera sa part de contribution à la relance économique régionale.

Pour la structure de chaussée, la variante retenue est la structure obtenue par la méthode de dimensionnement LNTPB. Ainsi, le revêtement est en enduit superficiel bicouche, la couche de base est du GCNT 0/315 suivie d'une couche d'imprégnation ECR 65, et la couche de fondation est en Matériau sélectionné. Les contraintes et les déformations sont vérifiées pour cette structure de chaussées : elles sont admissibles. Mais pour assurer la pérennité de la route, nous avons effectué l'étude des ouvrages d'assainissement. Plus particulièrement, pour le cas des dalots, le dimensionnement mécanique s'est effectué suivant la méthode de Cross et selon les règles BAEL 91 modifié 99.

Du point de vue économique, le coût du kilomètre est évalué à *Ar 683 643 721,3*, soit un total de *Ar 13 599 040 903,11* pour le tronçon étudié. Nous avons analysé différents critères de rentabilité : la VAN, le TRI, et le DRCI. Ils conduisent à la même conclusion qui affirme que le Projet est rentable.

Dans le cadre de ce Mémoire, nous avons essayé de faire une démarche d'étude respectant les contraintes et les normes. Nous avons également pris en considération le confort et la sécurité des usagers et surtout l'Environnement.

Au terme, l'élaboration ce Mémoire a permis d'élargir mes expériences sur quelques thèmes précis, notamment l'appréhension, d'ores et déjà, de la consistance du travail d'Ingénieur. Il m'a permis, tout au long de sa réalisation, d'appliquer sur une réalité toutes les connaissances que j'ai acquises.

BIBLIOGRAPHIE

Livres et revues :

- [13] Jeuffroy, G., Conception et construction des chaussées, Tome I, Paris : Edition Eyrolles, 1970 ;
- [14] Mougin, J.P., Maîtrise de BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, Paris : Edition Eyrolles, Février 2000 ;
- [15] LCPC/SETRA, Manuel de conception des chaussées à faible trafic, Ministère des transports, juillet 1981 ;
- [16] Monographie Région Menabe , MEI/CREAM, 2013 ;
- [17] LNTPB, Dimensionnement des chaussées neuves à Madagascar, Les chroniques du LNTPB, Numéro spécial « A », Antananarivo, 1973 ;

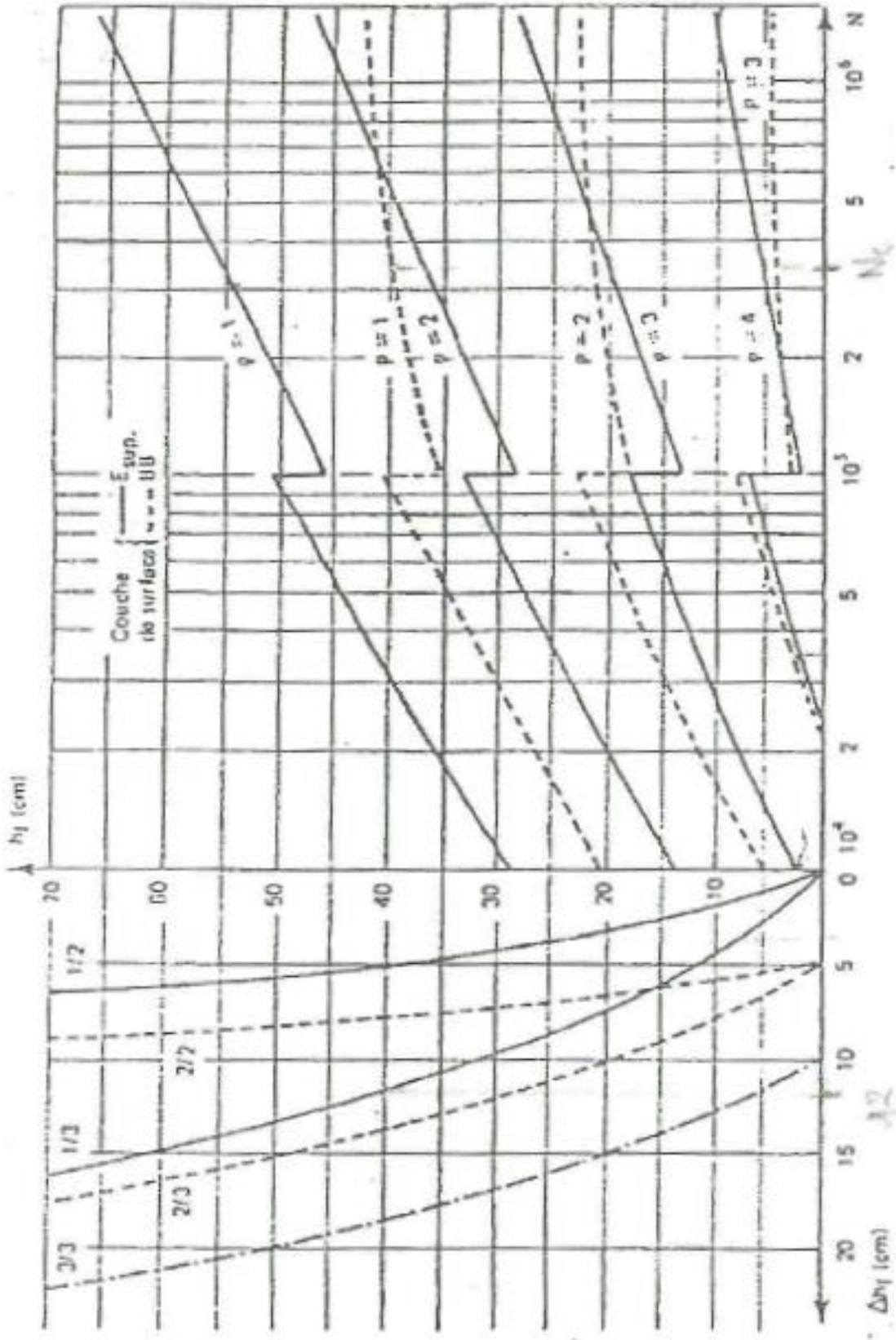
Cours à l'ESPA :

- [1] Rabenatoandro, M., Cours d'Hydraulique routière, BTP 4ème année de l'ESPA, 2015;
- [2] Rahelison, L., Cours de Mécanique des sols, BTP 3ème année de l'ESPA, 2014 ;
- [3] Rahelison, L., Cours de Management de Construction, BTP 5ème année de l'ESPA, 2016 ;
- [4] Ramasy, A., Cours de Probabilité et Statistiques, BTP 2ème année de l'ESPA, 2013 ;
- [5] Randriamaherisoa, A., Cours d'Etude d'Impact Environnemental, BTP 4ème année de l'ESPA, 2015 ;
- [6] Randrianasolo, D., Cours d'Hydraulique générale, BTP 3ème année de l'ESPA, 2014 ;
- [7] Randriantsimbazafy, A., Cours de Route I, BTP 3ème année de l'ESPA, 2014 ;
- [8] Randriantsimbazafy, A., Cours de Route II, BTP 4ème année de l'ESPA, 2015 ;
- [9] Ravaoarisoa. L., Cours de Béton Armé, BTP 3ème année de l'ESPA, 2014 ;
- [10] Razafinjato, V., Cours de Résistance des Matériaux, BTP 3ème année de l'ESPA, 2014 ;
- [11] Ravaoarisoa. L, Cours de Béton Armé, BTP 4ème année de l'ESPA, 2013 .
- [12] Randriaherindrainy, S., Cours de Gestion d'entreprise, BTP 5ème année de l'ESPA, 2014
-

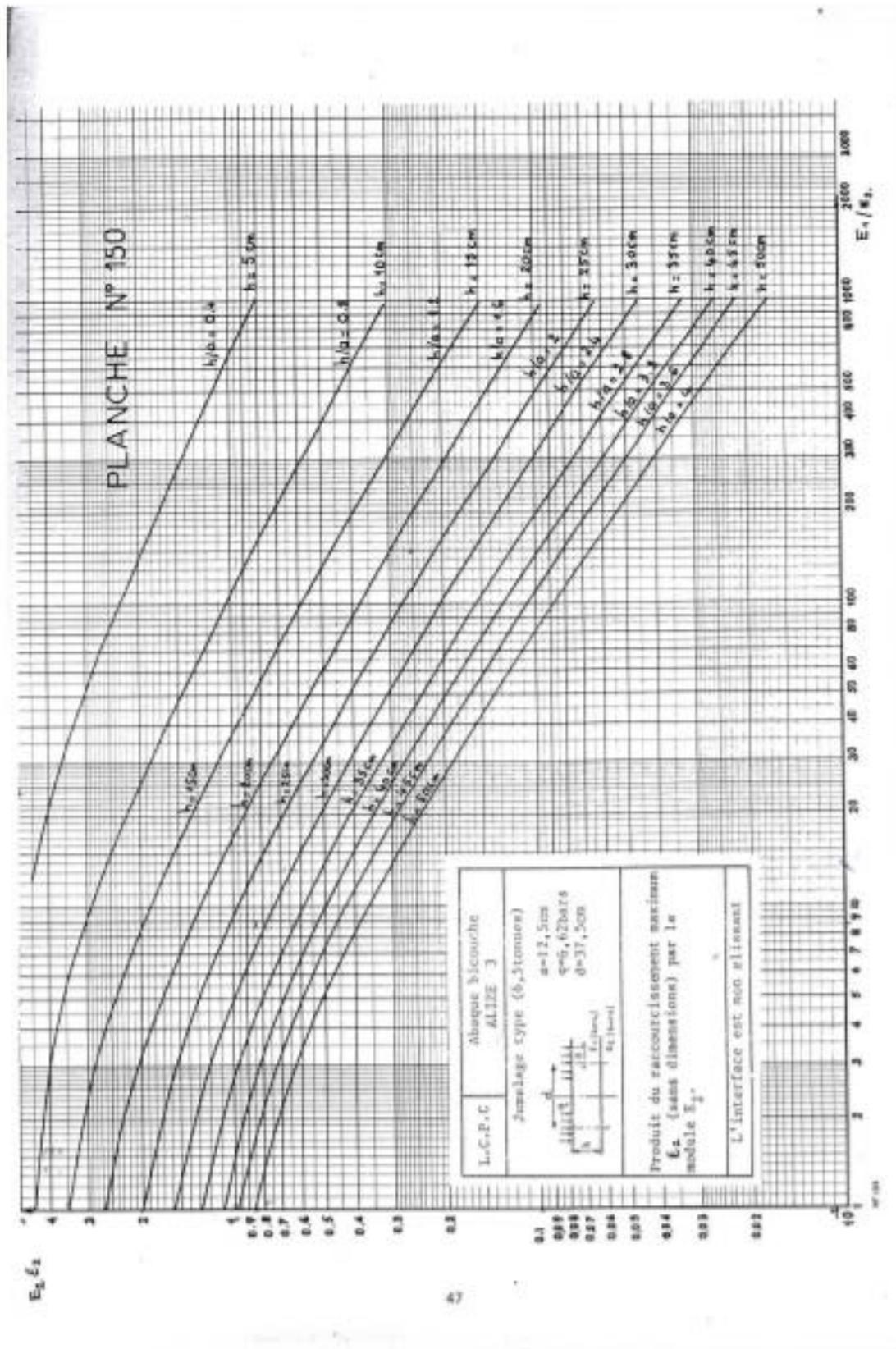
Webographie

- www.madagascar-guide.com/article/guide/decouverte/l-Sud-Odbuest
- www.cours-genie-civil.com
- www.technique-ingenieur.fr

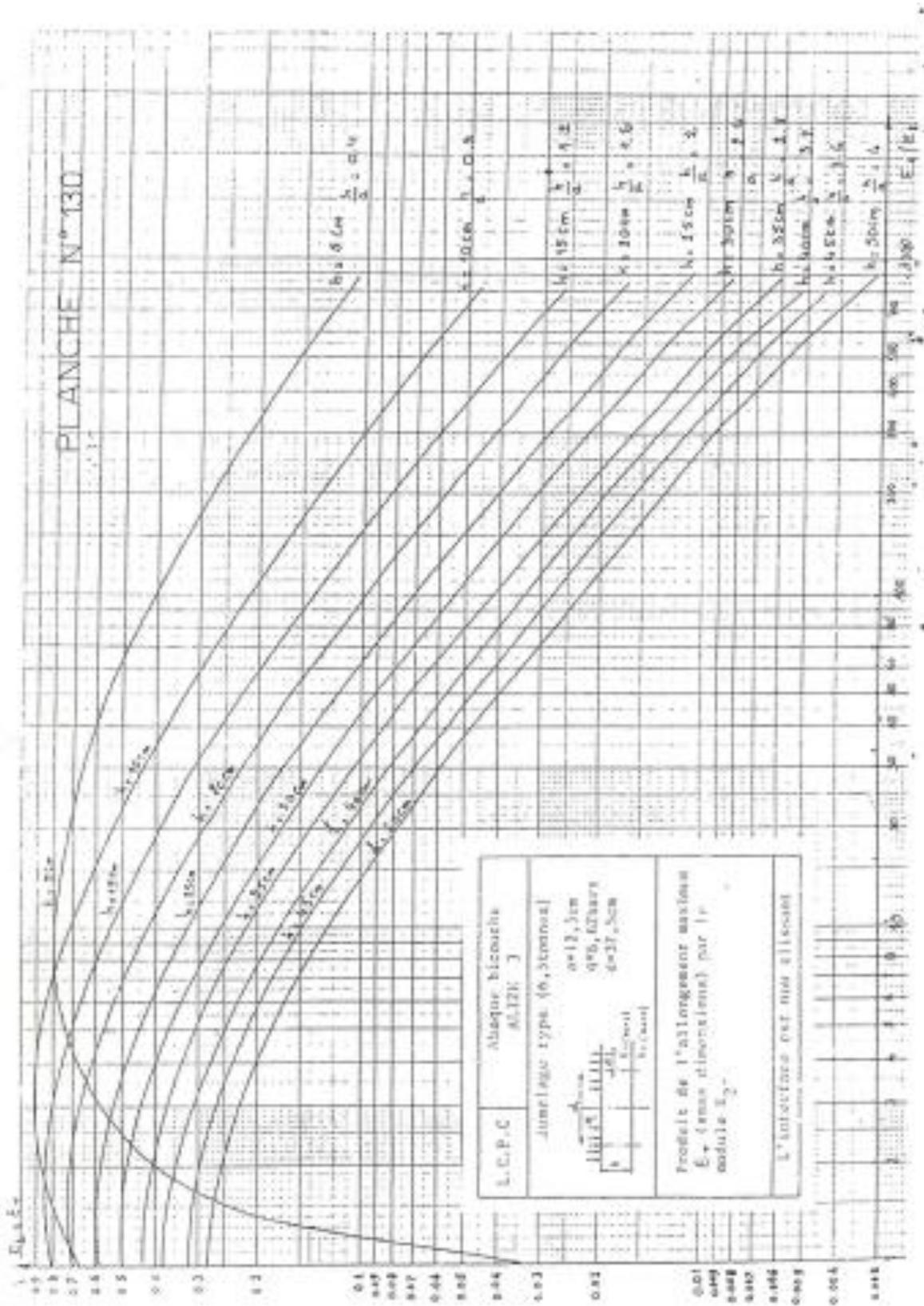
ANNEXE II : Abaque de dimensionnement de la couche de fondation - Méthode LCPC



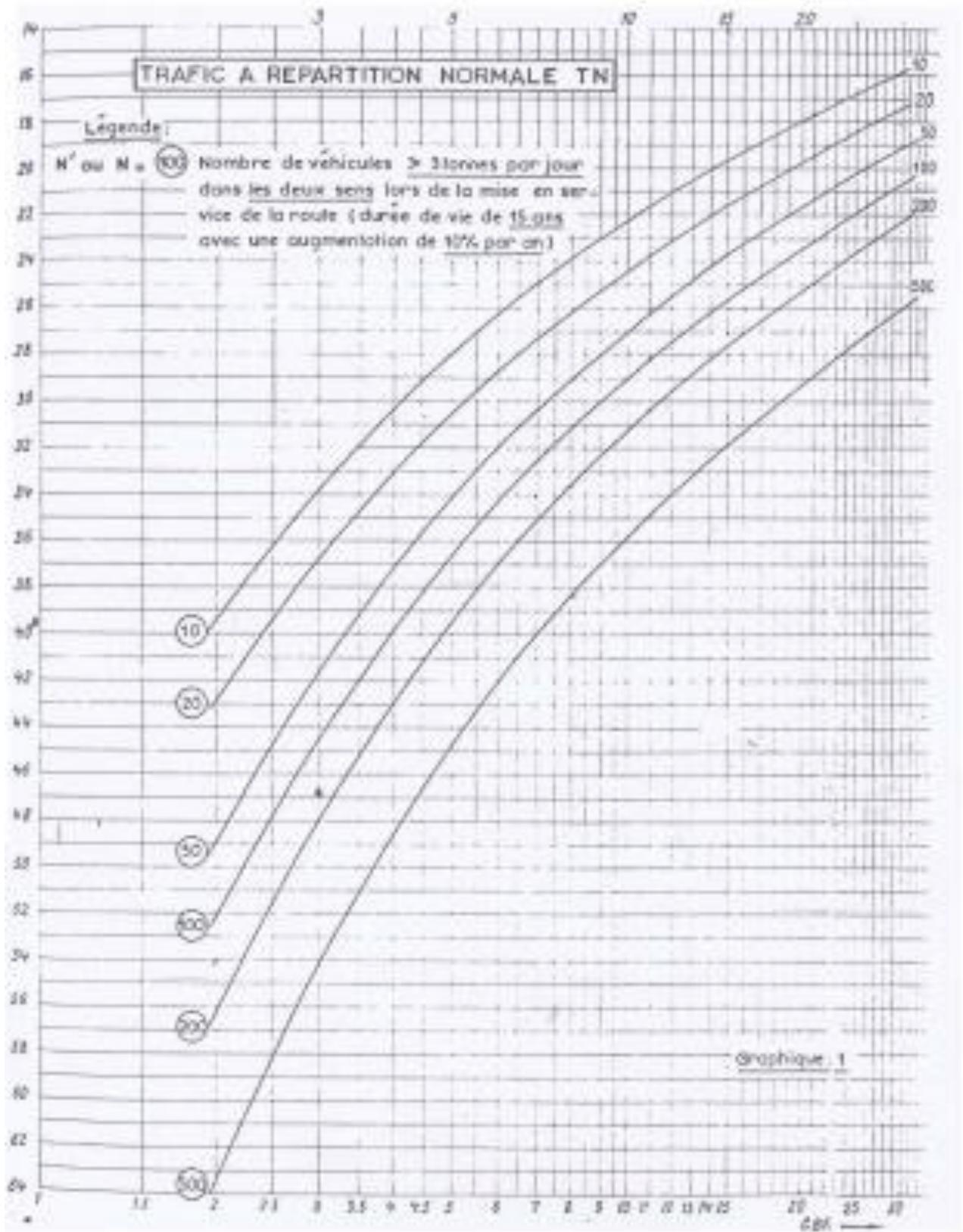
ANNEXE III-1 : Abaque de détermination de la déformation dans un système bicouche à interface non glissant-Méthode LCPC ($E_2 \varepsilon_2$)



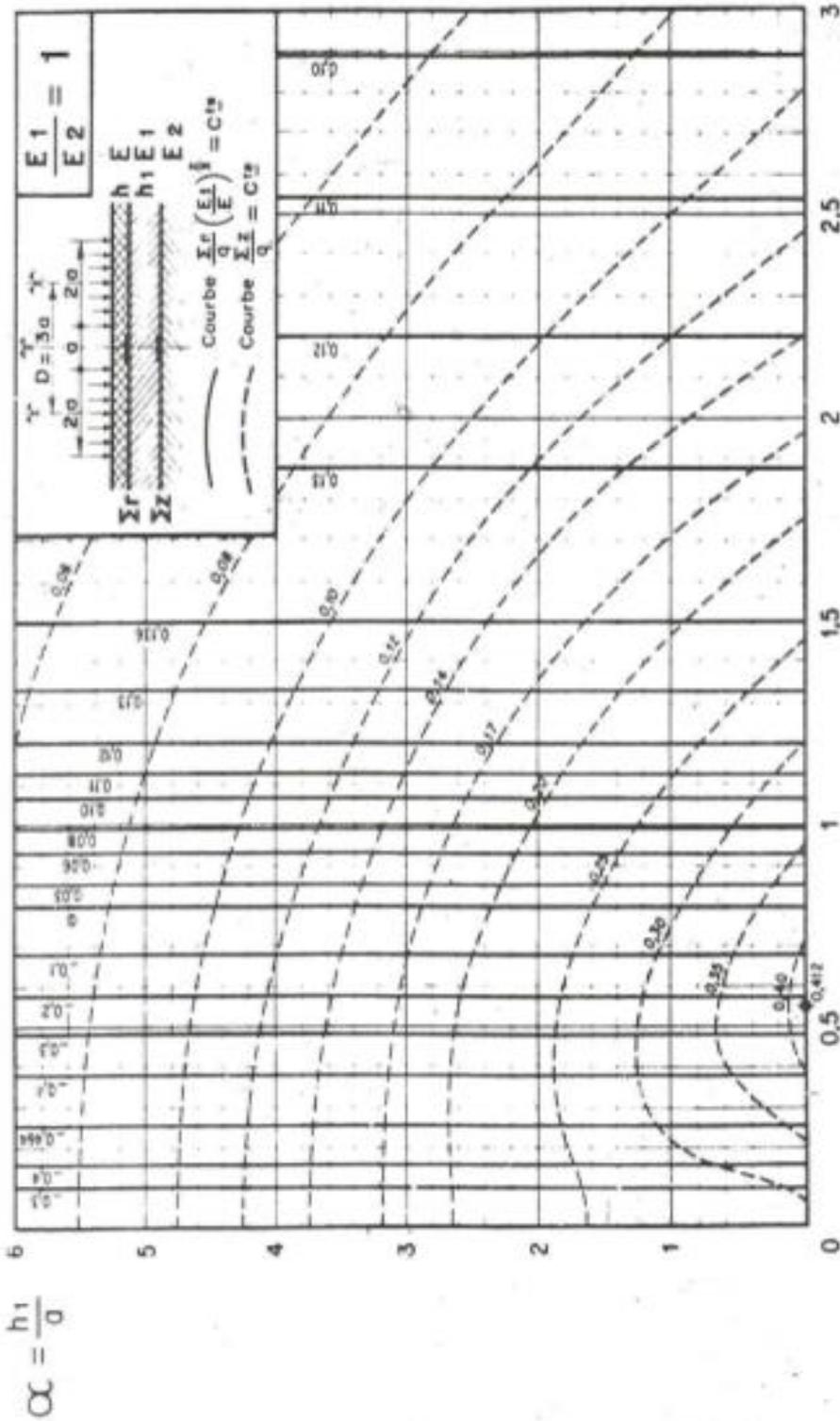
ANNEXE III-2 : Abaque de détermination de la déformation dans un système bicouche à interface non glissant-Méthode LCPC ($E_2 \varepsilon_t$)



ANNEXE IV : Abaque TN pour trafic à proportion normale des poids lourds



tricouche $\frac{E_1}{E_2} = 1$

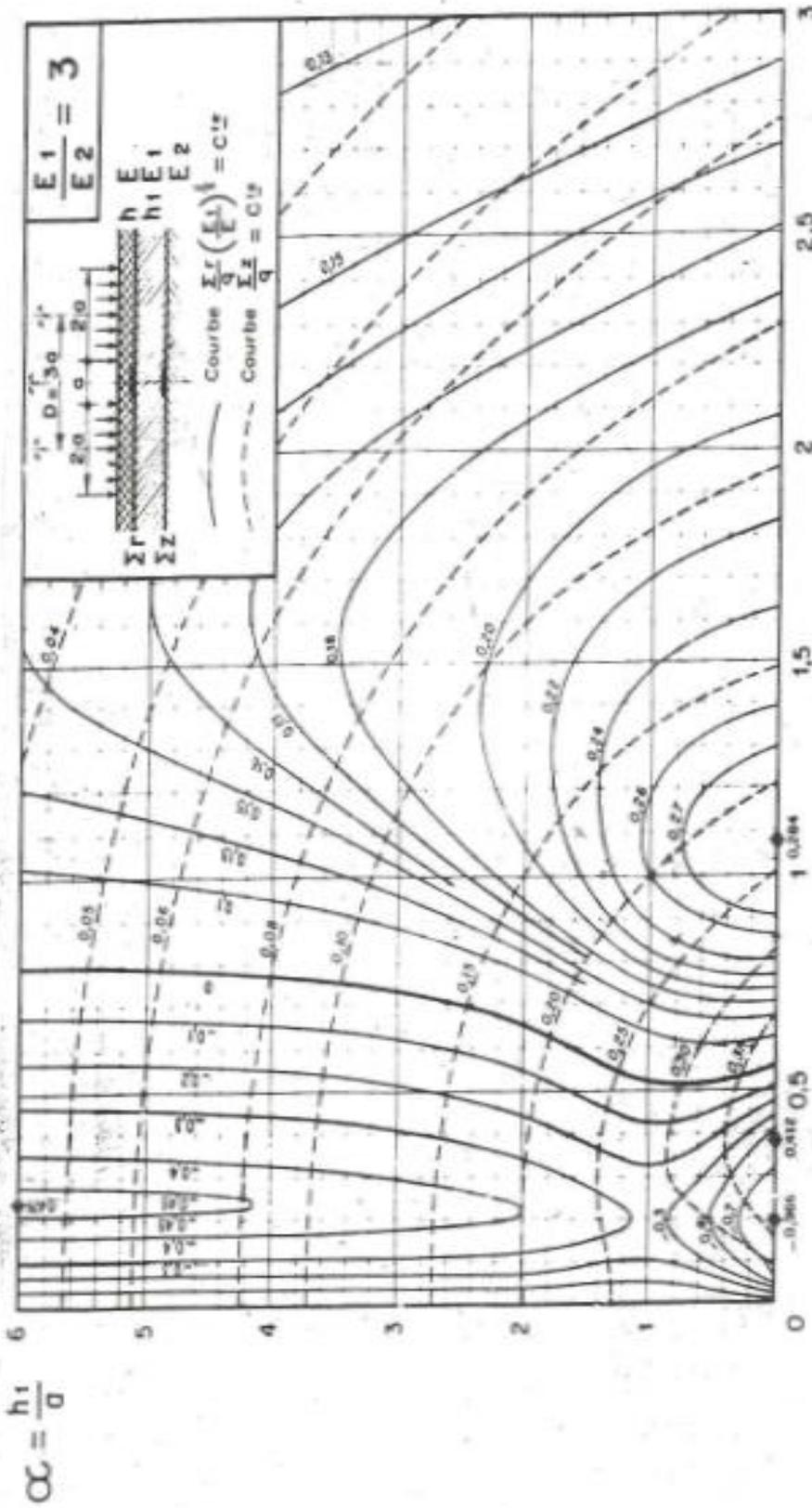


CONTRAINTES DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
 Cas de deux roues jumelées
 Contraintes dans l'axe du jumelage

$\beta = \frac{h}{a} \sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}}$

FIG. II a -

tricouche $\frac{E_1}{E_2} = 3$



CONTRAINTES DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
 Cas de deux roues jumelées
 Contraintes dans l'axe du jumelage

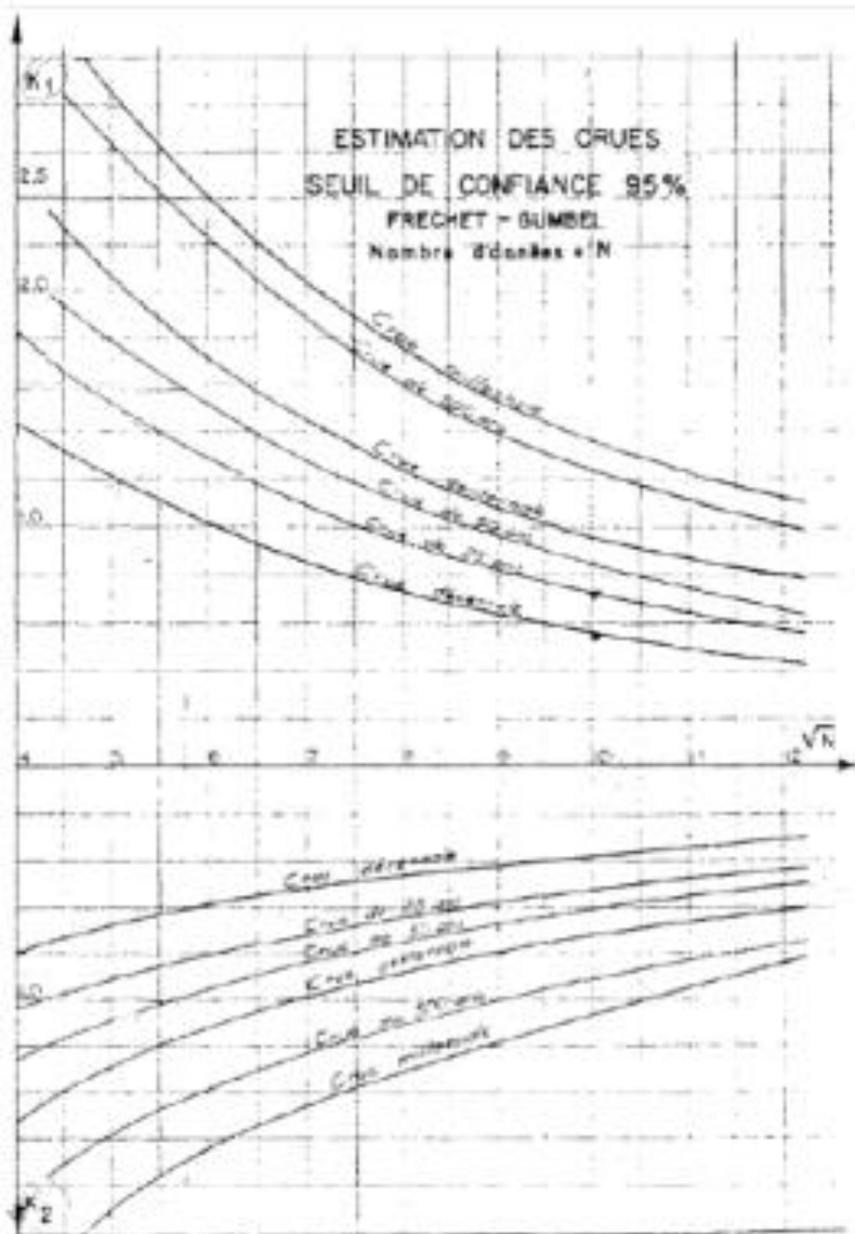
$$\beta = \frac{h}{a} \sqrt[3]{\frac{E}{E_1}}$$

FIG. II b -

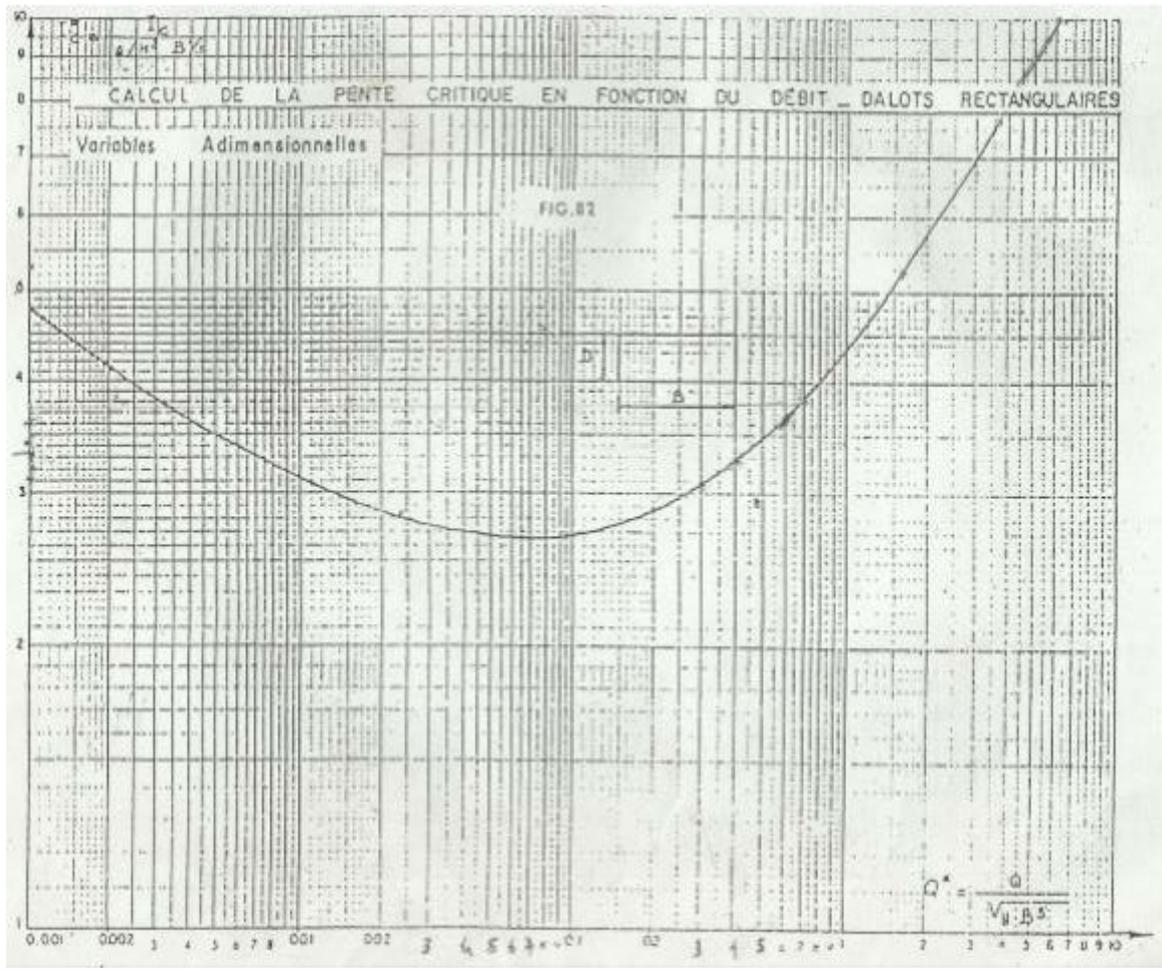
ANNEXE VI : Table de distribution χ^2 de Pearson

λ \ p	0,0005	0,001	0,005	0,01	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	0,975	0,990	0,995	0,999	0,9995
1	0,0001	0,0002	0,0010	0,0020	0,0045	0,0090	0,148	0,205	0,254	0,298	0,341	0,383	0,424	0,464	0,503	0,541	0,578	0,614	0,650	0,685	0,720
2	0,0100	0,0200	0,0500	0,1000	0,2000	0,3347	0,4457	0,5399	0,6218	0,6926	0,7527	0,8023	0,8414	0,8791	0,9155	0,9500	0,9835	1,0161	1,0478	1,0786	1,1086
3	0,0158	0,0313	0,0778	0,1534	0,3083	0,4779	0,6368	0,7833	0,9065	1,0087	1,0952	1,1691	1,2342	1,2916	1,3413	1,3833	1,4176	1,4542	1,4930	1,5340	1,5772
4	0,0238	0,0475	0,1243	0,2535	0,5001	0,7378	0,9433	1,1064	1,2300	1,3201	1,3890	1,4488	1,5005	1,5441	1,5807	1,6103	1,6330	1,6498	1,6607	1,6668	1,6682
5	0,0334	0,0668	0,1754	0,3539	0,7081	1,0541	1,3915	1,6202	1,7533	1,8041	1,8413	1,8661	1,8807	1,8861	1,8923	1,8992	1,9068	1,9150	1,9238	1,9331	1,9429
6	0,0455	0,0910	0,2429	0,4858	0,9716	1,4574	1,8432	2,1290	2,3157	2,3981	2,4473	2,4761	2,4947	2,5041	2,5053	2,5083	2,5129	2,5181	2,5238	2,5299	2,5364
7	0,0600	0,1200	0,3137	0,6274	1,2548	1,8817	2,3675	2,7533	2,9400	2,9981	3,0273	3,0461	3,0557	3,0571	3,0593	3,0623	3,0659	3,0691	3,0719	3,0744	3,0766
8	0,0775	0,1550	0,4081	0,8161	1,6322	2,4483	3,0585	3,5443	3,7310	3,7691	3,7883	3,7981	3,8007	3,8031	3,8053	3,8073	3,8093	3,8113	3,8129	3,8144	3,8158
9	0,0985	0,1970	0,5206	1,0412	2,0824	3,1231	3,9293	4,6251	4,8118	4,8291	4,8383	4,8407	4,8423	4,8431	4,8433	4,8433	4,8433	4,8433	4,8433	4,8433	4,8433
10	0,1243	0,2486	0,6543	1,3086	2,6171	3,9256	4,9675	5,8533	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310	6,1310
11	0,1558	0,3116	0,8413	1,6826	3,3651	5,0477	6,4593	7,6433	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210	7,9210
12	0,1942	0,3884	1,0413	2,0826	4,1651	6,0477	7,6433	8,9210	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987	9,2987
13	0,2408	0,4816	1,2826	2,5651	5,1326	7,2983	9,0433	10,6433	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210	11,0210
14	0,2965	0,5930	1,5743	3,1486	6,2901	8,7210	10,7210	12,6433	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210	13,0210
15	0,3634	0,7268	1,9413	3,8826	7,7651	10,6433	12,9210	15,2433	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210	15,6210
16	0,4442	0,8884	2,3826	4,7651	9,5251	12,9210	15,6210	18,5433	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210	18,9210
17	0,5413	1,0826	2,9043	5,8086	11,6433	15,6210	18,9210	22,4433	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210	22,8210
18	0,6585	1,3170	3,5286	7,0571	14,1251	18,9210	22,8210	27,4433	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210	27,8210
19	0,7998	1,5996	4,2651	8,5301	17,2433	22,8210	27,8210	33,4433	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210	33,8210
20	0,9692	1,9384	5,1326	10,2651	21,0210	27,8210	33,8210	40,4433	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210	40,8210
21	1,1708	2,3416	6,1651	12,3301	25,6433	33,8210	40,8210	49,0433	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210	49,4210
22	1,4642	2,9284	7,3826	14,7651	31,2433	40,8210	49,4210	59,0433	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210	59,4210
23	1,8613	3,7226	8,8651	17,7301	38,4251	49,4210	59,4210	70,4433	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210	70,8210
24	2,3742	4,7484	10,6433	21,2866	47,4433	59,4210	70,8210	83,4433	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210	83,8210
25	3,0165	6,0330	12,7651	25,5301	58,4433	70,8210	83,8210	98,4433	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210	98,8210
26	3,8042	7,6084	15,2651	30,5301	71,4433	83,8210	98,8210	116,4433	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210	116,8210
27	4,7613	9,5226	18,1651	36,3301	86,4433	98,8210	116,8210	138,4433	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210	138,8210
28	5,9165	11,8330	21,4651	43,0301	102,4433	116,8210	138,8210	165,4433	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210	165,8210
29	7,2942	14,5884	25,1651	50,3301	120,4433	138,8210	165,8210	198,4433	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210	198,8210
30	8,9365	17,8730	29,3651	58,7301	140,4433	165,8210	198,8210	238,4433	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210	238,8210

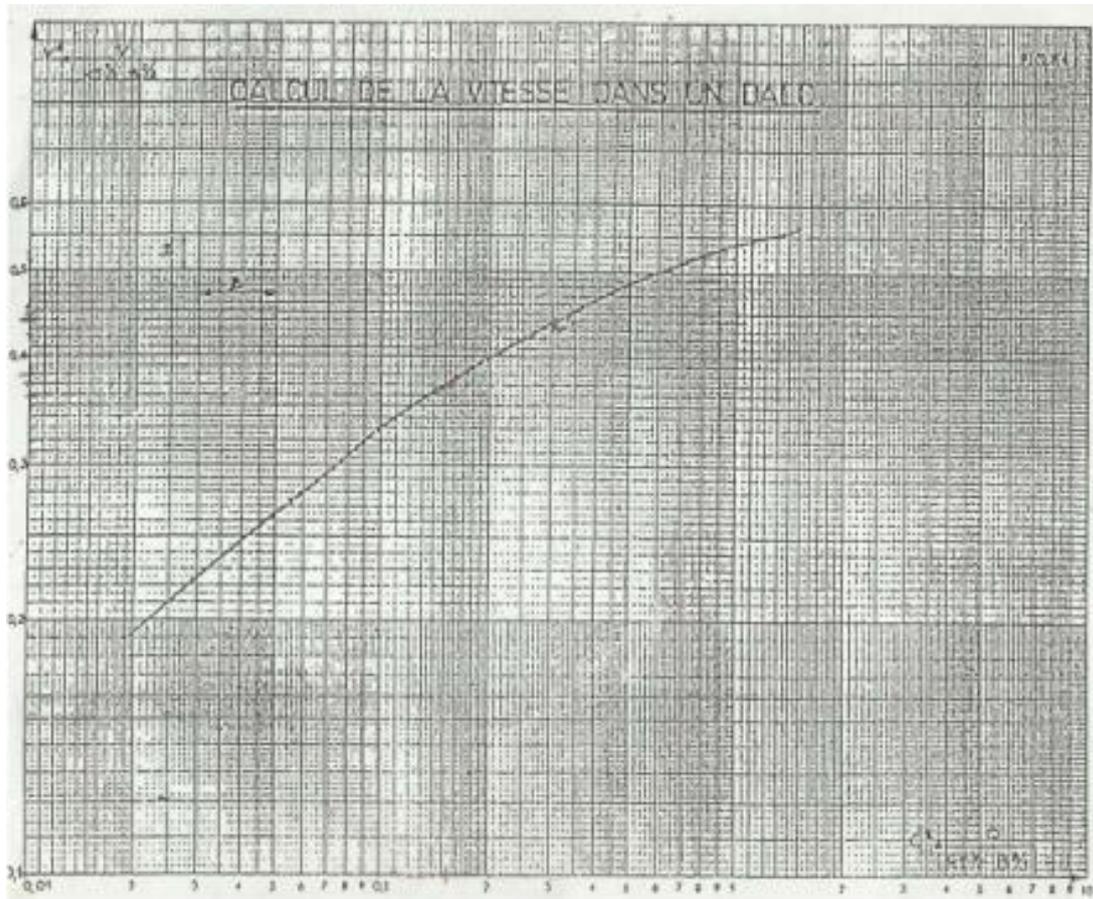
ANNEXE VII : Abaque d'estimation des crues de Frechet-Gumbel, seuil de confiance 95%



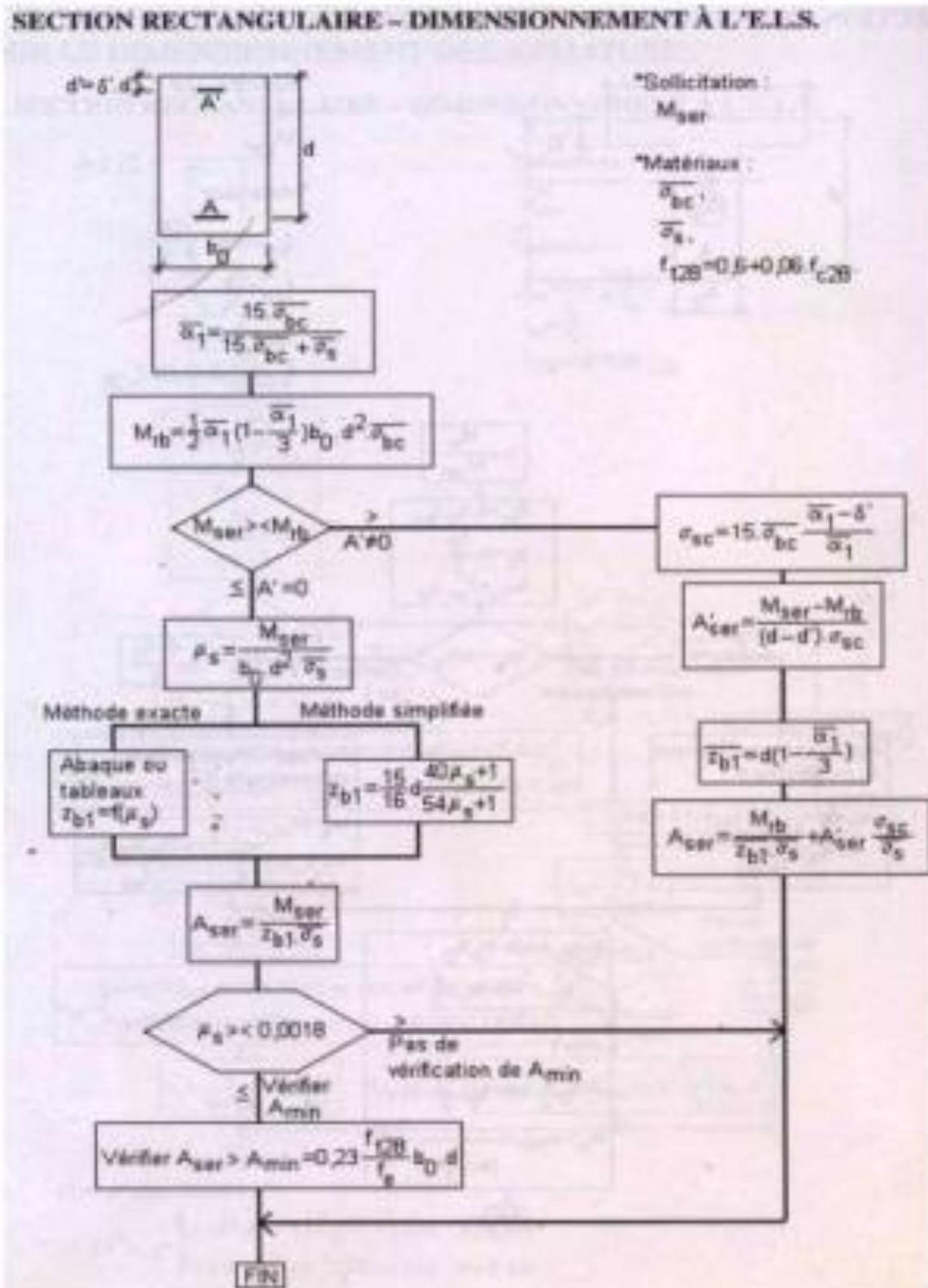
ANNEXE VIII-1: Calcul de la pente critique dans un Dalot



ANNEXE VIII-1: Calcul de la vitesse critique dans un Dalot



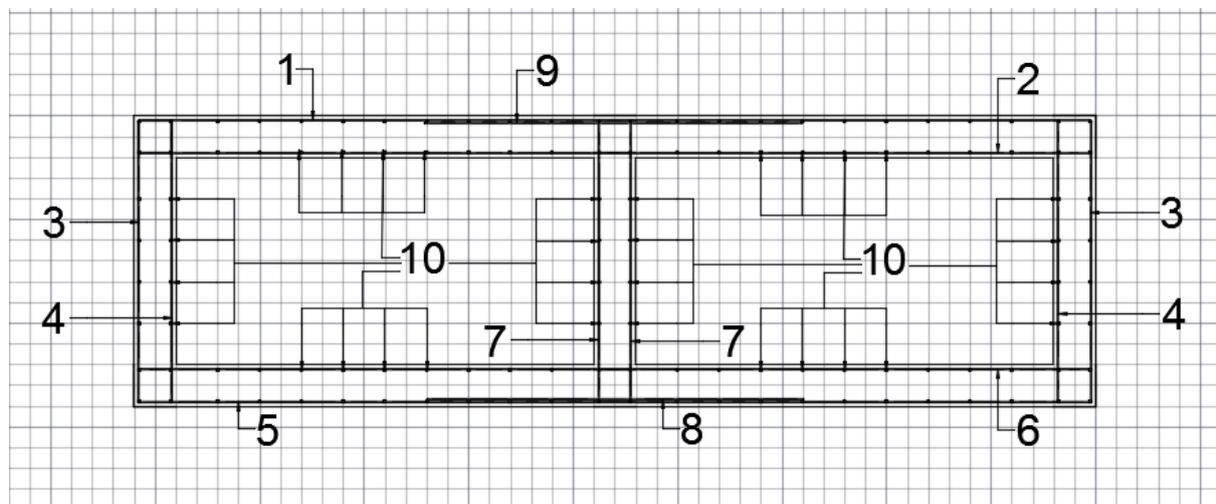
ANNEXE IX-1 : Organigramme de calcul des armatures.



ANNEXE IX-2 : Sections d'Armatures

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

ANNEXE IX-3 : Plan de ferrailage du dalot 2*(2,00*1,00)

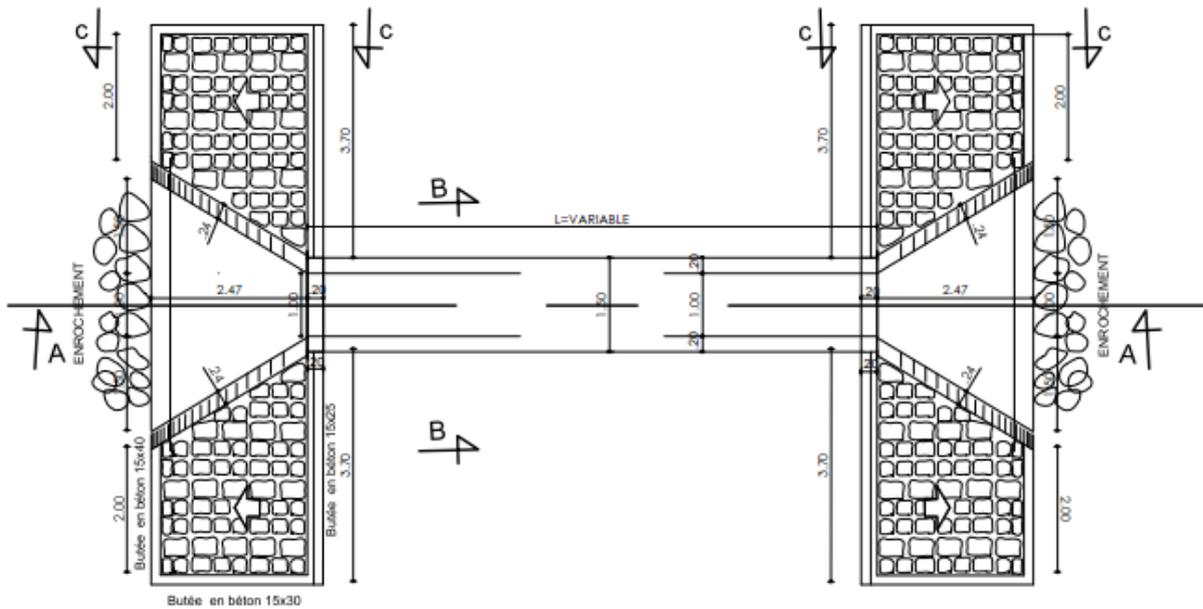


Position	Armature
1	4HA14
2	2HA12+4HA14
3	6HA12
4	5HA14
5	2HA12
6	3HA14+2HA25
7	10HA8
8	4HA14
9	2HA25
10	HA8

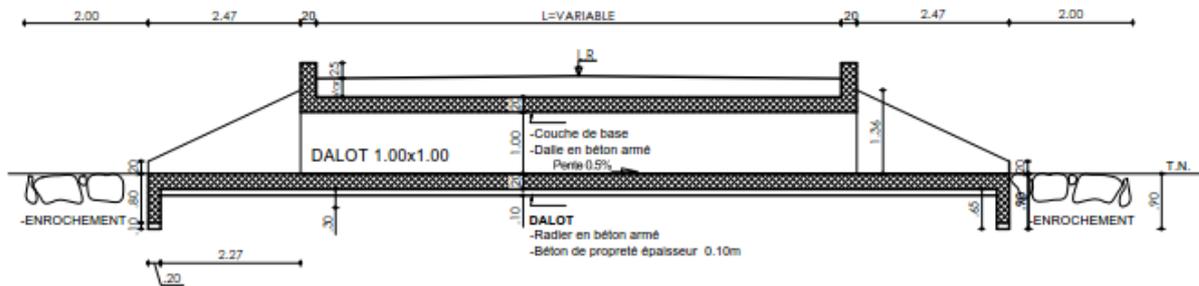
ANNEXE XII-1 : PLAN D'EXECUTION DU DALOT SIMPLE (1,00*1,00)

DALOT SIMPLE 1.00x1.00

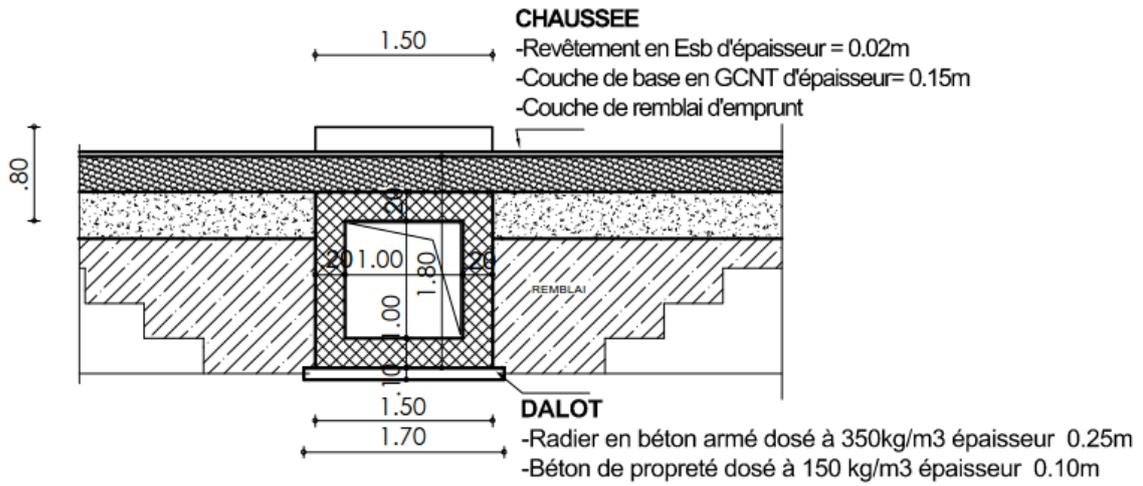
VUE EN PLAN



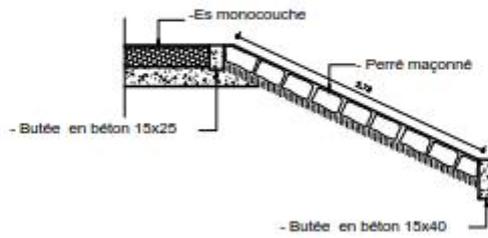
COUPE LONGITUDINALE A.A
Ech:1/100



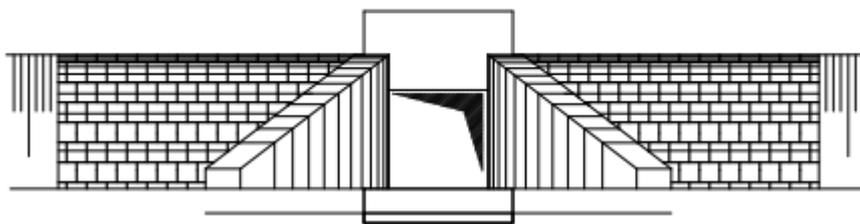
COUPE TRANSVERSALE B.B



COUPE CC



VUE EN ELEVATION



Nom : RAMANANARIVO

Prénoms : Mahery Michaël

Téléphone : +261 33 89 485

02 / +261 32 89 178 96

maherytsaly@gmail.com



Titre du mémoire : : « *ETUDE D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE N°9
RELIANT BEVOAY ET DABARA DU PK 379+901 à la sortie de Mandabe AU PK 399+943* »

Nombre de page : 167

Nombre de tableaux : 135

Nombre de figures : 38

Résumé

Le Sud-Ouest de Madagascar, notamment la Région du Menabe, se trouve enclavée à cause de l'impraticabilité de la RN 9 en saison de pluies. C'est pour cela que l'aménagement de cette route est primordial. D'une part, le présent Mémoire propose une solution comprenant le dimensionnement de la chaussée et des ouvrages d'assainissement. D'autre part, le Projet, dont cette étude fait l'objet, est rentable du point de vue économique. Il est également soumis à une étude d'impact environnemental.

Abstract

The South-West of Madagascar, especially the Region of Menabe, becomes an enclosed territory because the NH 9 is useless during the rainy season. That is why that road development is important. On the one hand, this present thesis gives a solution that contains the roadway and sanitations facilities sizing. On the other hand, the Project, for what the present research aim at, is economically profitable. Also, the Project has passed through an environment impact study.

Mots clés : Aménagement, désenclavement, dimensionnement, rentabilité, environnement..

Encadreur : Ralaiarison Moïse