



SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	i
SOMMAIRE.....	ii
LISTE DES TABLEAUX	iv
LISTE DES FIGURES	viii
LISTE DES ABREVIATIONS	x
LISTE DES NOTATIONS	xiii
INTRODUCTION	16
<i>Partie I - ETUDE PRELIMINAIRE</i>	17
CHAPITRE I : Description du projet	18
CHAPITRE II : Etudes socio-économiques de la zone d'influence.....	22
Conclusion partielle	29
<i>Partie II - ETUDES TECHNIQUES</i>	31
CHAPITRE III : Description de la chaussée	32
CHAPITRE IV : Etude topographique	40
CHAPITRE V : Etudes géotechniques	50
CHAPITRE VI : Etude du trafic.....	69
CHAPITRE VII : Dimensionnement de la chaussée.....	73
CHAPITRE VIII : Etudes hydrologique et hydraulique.....	96
CHAPITRE IX : Etude des ouvrages d'art.....	116
Conclusion partielle	172
<i>Partie III - ETUDE FINANCIERE ET DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX</i>	173
CHAPITRE X : Devis descriptif	174
CHAPITRE XI : Devis quantitatif.....	187
CHAPITRE XII : Devis estimatif.....	189



CHAPITRE XIII : Détails Quantitatif Estimatif (DQE).....	194
CHAPITRE XIV : Coût d'entretien de la chaussée.....	197
CHAPITRE XV : Etude de rentabilité.....	199
CHAPITRE XVI : Etude des impacts environnementaux.....	209
Conclusion partielle	231
CONCLUSION GENERALE	232
BIBLIOGRAPHIE.....	233
TABLE DES MATIERES	234
ANNEXES.....	243



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Nombre de population directement desservie	22
Tableau 2 : Nombre de population indirectement desservie	23
Tableau 3 : Effectif projeté de la population des zones d'influences.....	24
Tableau 4 : Les infrastructures sociales existantes.....	24
Tableau 5 : Pourcentage d'élevage au niveau national	28
Tableau 6 : Pourcentage d'élevage au niveau régional	28
Tableau 7 : Vitesse de base selon la nature et le type de route	41
Tableau 8 : Les paramètres fondamentaux en projets routiers.....	41
Tableau 9 : Les paramètres cinématiques en projets routiers.....	42
Tableau 10 : Spécifications des émulsions cationiques	57
Tableau 11 : Fuseaux granulométriques de spécification de GCNT	59
Tableau 12 : Spécifications des bitumes fluidifiés ou Cut-back par un diluant pétrolier	62
Tableau 13 : Les spécifications du bitume pur.....	63
Tableau 14 : Caractéristiques et classification des zones d'études	64
Tableau 15 : Gisements meubles.....	66
Tableau 16 : Gisement rocheux.....	68
Tableau 17 : Classe de trafic	69
Tableau 18 : Paramètre β par rapport à la durée de vie.....	70
Tableau 19 : Paramètre α par rapport au taux d'accroissement du trafic.....	71
Tableau 20 : CAM en fonction du trafic	71
Tableau 21 : Les caractéristiques du trafic	72
Tableau 22 : Classification de la plateforme support.....	74
Tableau 23 : Résultats de classification des plateformes support	74
Tableau 24 : Nature et épaisseur de la couche de roulement fonction du trafic	75
Tableau 25 : Dimension et CA du GCNT fonction du trafic	76
Tableau 26 : Epaisseur de la couche de base fonction du trafic cumulé	76
Tableau 27 : Portance de la plateforme par rapport au CBR	77
Tableau 28 : Résultats des épaisseurs de la couche de fondation	77
Tableau 29 : Résultats des épaisseurs de la couche de forme	78
Tableau 30 : Récapitulation des structures dimensionnées par la méthode LCPC	79
Tableau 31 : Nomination des paramètres de la formule (VII.2)	80
Tableau 32 : Résultats de vérification des contraintes de déformations	84



Tableau 33 : Épaisseur équivalente	85
Tableau 34 : Les coefficients d'équivalences	86
Tableau 35 : Epaisseur minimale de la couche de roulement et de base.....	87
Tableau 36 : Les épaisseurs réelles obtenues	88
Tableau 37 : Récapitulation des structures dimensionnées par la méthode LNTPB	88
Tableau 38 : Les modules d'élasticités selon la nature de la couche	91
Tableau 39 : Résultats de vérification des contraintes de déformations	92
Tableau 40 : Tableau comparatif des méthodes de dimensionnement.....	93
Tableau 41 : Note d'appréciation des critères de choix de la variante retenue	94
Tableau 42 : Choix multicritères	94
Tableau 43 : Hauteur de pluies maximales – Station de Befandriana Sud	97
Tableau 44 : Résultats de calcul des hauteurs de pluies maximales – Loi de GUMBEL	99
Tableau 45 : Répartition des classes des valeurs d'échantillon	100
Tableau 46 : Récapitulation des calculs de <i>vi</i>	101
Tableau 47 : Les intervalles de confiance de H_r	103
Tableau 48 : Les valeurs réelles de H_r	103
Tableau 49 : Surface des bassins versant	106
Tableau 50 : Longueur du Thalweg et pente moyenne des BV	107
Tableau 51 : Les coefficients de ruissellement	107
Tableau 52 : Caractéristiques des BV	108
Tableau 53 : Résultats de calcul des débits de crues transversales des petits BV.....	110
Tableau 54 : Résultats de calcul des débits de crues longitudinaux.....	111
Tableau 55 : Résultats de calcul des débits de crues transversales des grands BV.....	112
Tableau 56 : Proposition d'aménagement des ouvrages de drainage transversal	113
Tableau 57 : Les paramètres de calcul par type de section de fossé	119
Tableau 58 : Les coefficients de rugosité.....	119
Tableau 59 : Fossés triangulaires en terre	121
Tableau 60 : Les paramètres de construction des dalots	126
Tableau 61 : Les dimensions du rectangle d'impact	134
Tableau 62 : Les moments d'inerties de chaque barre	137
Tableau 63 : Raideur des barres et coefficient de répartition.....	138
Tableau 64 : Moment et effort normal dus à la charge permanente sur la barre AB	140
Tableau 65 : Moment et effort normal dus à la réaction du sol sur la barre CD	142
Tableau 66 : Sollicitations dues à la poussée des terres sur AD et BC.....	144



Tableau 67 : Moments et efforts normaux dus à la surcharge Q_B du camion	145
Tableau 68 : Moment et effort normal dus à la réaction Q_{sol} due au passage du camion B	146
Tableau 69 : Moments dus à la surcharge de remblai P_r appliquée à DA et BC	147
Tableau 70 : Moments dans les barres	148
Tableau 71: Moments aux appuis à l'ELU et à l'ELS	148
Tableau 72 : Calcul des moments en travée	149
Tableau 73 : Moments à l'ELU et ELS à mi travée en [tm]	149
Tableau 74 : Calcul des efforts tranchants dans les barres.....	151
Tableau 75 : Efforts tranchants dans les barres en [t]	151
Tableau 76 : Les armatures longitudinales et transversales du dalot	160
Tableau 77 : Caractéristiques de dimensionnement.....	160
Tableau 78: Poids propres des éléments	161
Tableau 79 : Efforts maximaux globaux du dalot.....	165
Tableau 80 : Les armatures longitudinales et transversales du radier alvéolé	172
Tableau 81 : Devis quantitatif du projet.....	187
Tableau 82 : Valeurs du coefficient a_i	190
Tableau 83 : Sous détails de prix pour Béton Q350.....	192
Tableau 84 : Sous détails de prix pour Acier d'armature de béton (HA 500).....	193
Tableau 85 : DQE du projet d'aménagement de la RN 9.....	194
Tableau 86 : Coût d'Entretien courant	198
Tableau 87 : Coût d'Entretien périodique	198
Tableau 88 : Valeurs mensuelles des assurances	200
Tableau 89 : Valeurs annuelles des taxes professionnelles	200
Tableau 90 : Rémunération mensuelle du personnel de conduite.....	200
Tableau 91 : Les réparations éventuelles	201
Tableau 92 : Coûts d'exploitation fixes évalués	201
Tableau 93 : Consommation en carburant.....	202
Tableau 94 : Consommation en lubrifiant.....	202
Tableau 95 : Durée de vie des pneumatiques	202
Tableau 96 : L'amortissement.....	203
Tableau 97 : Distance parcourue annuellement	203
Tableau 98 : Pourcentage des réparations matérielles	204
Tableau 99 : Hypothèses sur les prix unitaires.....	204
Tableau 100 : Les coûts d'exploitation proportionnels mensuels	205



Tableau 101 : Les avantages mensuels de l'Aménagement du tronçon de 27km.....	205
Tableau 102 : Les flux de trésorerie et la VAN	207
Tableau 103 : Valeurs limites du taux d'actualisation	208
Tableau 104 : Composition du milieu biologique	212
Tableau 105 : Les espèces fauniques les plus endémiques	213
Tableau 106 : Les impacts environnementaux probables en phase préparatoire	214
Tableau 107 : Les impacts environnementaux probables en phase d'exécution.....	215
Tableau 108 : Les impacts environnementaux probables en phase d'exploitation	217
Tableau 109 : Mesure de l'importance des impacts	218
Tableau 110 : Importance des impacts en phase préparatoire	219
Tableau 111 : Importance des impacts en phase d'exécution	220
Tableau 112 : Importance des impacts en phase d'exploitation.....	221
Tableau 113 : Les mesures d'atténuation des impacts environnementaux	222
Tableau 114 : Programme de Gestion Environnemental en phase d'installation de chantier	228
Tableau 115 : Programme de Gestion Environnemental pendant la réalisation des travaux	230
Tableau 116 : Programme de Gestion Environnemental avant la réception technique des travaux	231



LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1 : Les communes desservies par la RN 9 et localisation de la phase 2</i>	19
<i>Figure 2 : Localisation de notre projet d'étude</i>	20
<i>Figure 3 : Taxi brousse reliant Manja à Toliara</i>	26
<i>Figure 4 : Route actuelle – Voie rétrécie par la végétation (PK 246+200)</i>	33
<i>Figure 5 : Restes d'ancien dalot – La moitié de l''ancienne route a disparu (PK 224+150)</i>	33
<i>Figure 6 : Route actuelle – Profondes orniérages (PK 229+960)</i>	33
<i>Figure 7 : Route actuelle ensablée (240+000)</i>	33
<i>Figure 8 : Zone de rizières : les eaux des canaux d'irrigation empruntent la route (PK 233+020)</i>	34
<i>Figure 9 : Passage obligé mais très difficile pour les véhicules PK 227+100).....</i>	34
<i>Figure 10 : Mesure des ornières</i>	35
<i>Figure 11 : Bourbier (PK 224)</i>	36
<i>Figure 12 : Dalot obstrué (PK 223+600)</i>	37
<i>Figure 13 : Fossé latéral obstrué (PK 223+950)</i>	38
<i>Figure 14 : Surlageur sur coupe transversale de la chaussée</i>	43
<i>Figure 15 : Profil en travers type.....</i>	45
<i>Figure 16 : Les types de sol rencontrés dans la zone d'étude</i>	51
<i>Figure 17 : Courbe granulométrique – Fuseau de spécification du GCNT 0/20</i>	60
<i>Figure 18 : Courbe granulométrique – Fuseau de spécification du GCNT 0/31⁵</i>	60
<i>Figure 19 : Courbe granulométrique – Fuseau de spécification du GCNT 0/40</i>	61
<i>Figure 20 : Structure retenue dimensionnée par la méthode LNTPB.....</i>	95
<i>Figure 21 : Carte - Bassins versants PK 220 au PK 245</i>	105
<i>Figure 22 : Carte - bassins versants du PK 247 au PK 260</i>	106
<i>Figure 23 : Profil en déblai pour le calcul de débit longitudinal</i>	110
<i>Figure 24 : Coupe d'un fossé à section triangulaire</i>	117
<i>Figure 25 : Coupe d'un fossé à section rectangulaire et trapézoïdale</i>	118
<i>Figure 26 : Représentation descriptive du dalot 2,00×1,00</i>	129
<i>Figure 27 : Modélisation des charges appliquées sur le dalot</i>	136



<i>Figure 28 : Charge permanente appliquée à la barre AB</i>	139
<i>Figure 29 : Réaction du sol appliquée à la barre CD</i>	141
<i>Figure 30 : Poussée des terres appliquées aux barres AD et BC</i>	142
<i>Figure 31 : Surcharge de camion appliquée sur la barre AB.....</i>	144
<i>Figure 32 : Réaction du sol due au passage de camion appliquée à CD</i>	145
<i>Figure 33 : Surcharge de remblai appliquée aux piédroits</i>	146
<i>Figure 34 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU</i>	150
<i>Figure 35: Modélisation des charges permanentes</i>	163
<i>Figure 36 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU</i>	165



LISTE DES ABREVIATIONS

Ar : Ariary

ARM : Autorité Routière de Madagascar

BTP : Bâtiment et Travaux Publics

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

CEG : Collège d'Enseignement General

CB : Couche de Base

CBR : California Bearing Ratio

CF : Couche de Fondation

CMD : Coefficient de Majoration Dynamique

CR : Couche de Roulement

CREAM : Centre de Recherches, d'Etudes et d'Appui à l'analyse économique à Madagascar

CSB : Centre de Santé de Base

CU : Charge Utile

DRCI : Délai de Récupération du Capital Investi

DQE : Détail Quantitatif et Estimatif

DSM : Direction des Statistiques des Ménages

ECM : Emulsion Cationique à rupture Moyenne

EIE : Etude d'Impacts Environnementaux

ESPA : Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

Fft : Forfaitaire



GCNT : Grave Concassée Non Traitée

GNT : Grave Non Traitée

GPS : Global Positionning System

HTVA : Hors Taxe sur la Valeur Ajoutée

ICTARN : Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Routes Nationales

INSTAT : Institut National de la STATistique

LA : Los Angeles

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

LI : Ligne d'influence

MECIE : Mise En Compatibilité des Investissements à l'Environnement

MDE : Micro Deval en présence d'Eau

MS : Matériau Sélectionné

MST : Maladie Sexuellement Transmissible

NPHE : Niveau de la Plus Haute Eau

OPM : Optimum Proctor Modifié

PF : Plateforme

PK : Point Kilométrique

PL : Poids Lourd

PU : Prix Unitaire

QTE : Quantité

RN : Route Nationale

SETRA : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes

SIDA : Syndrome Immuno-Déficitaire Acquis



TC : Trafic Cumulé

TRI : Taux de Rentabilité Interne

TL : Trafic Lourd

TTC : Toutes Taxes Comprises

TVA : Taux de Rentabilité Interne

TVC : Tout Venant

PHEC : Plus hautes Eaux Cyclonique

PU : Prix Unitaire

PF : Plateforme

PL : Poids Lourds

PU : Prix Unitaire

SETRA : Service d'Etude Technique de Route et Autoroute

U : Unité

VAN : Valeur Actuelle Nette



LISTE DES NOTATIONS

Ouvrages d'art

A_u : Section d'armature à l'ELU

A_{ser} : Section d'armature à l'ELS

A : Facteur d'agressivité

A_{min} : Aire d'une section d'acier minimale (longitudinale)

d : hauteur utile

f_{cj} : résistance à la compression à j jours d'âge

f_{tj} : résistance à la traction à j jours d'âge

$\overline{\sigma_{bc}}$: Résistance à la compression du béton

f_{ed} : contrainte de l'acier à l'ELU

f_{bu} : Résistance limite à la compression à l'ELU

f_e : Limite d'élasticité des aciers

I : Moment d'inertie d'une section

M_u : moment de flexion à l'ELU

M_{ser} : moment de flexion à l'ELS

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

σ_s : Contrainte admissible de l'acier

φ : Angle de frottement interne

G : Action des charges permanentes

I : Moment d'inertie de la section

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment Fléchissant de calcul ultime



P : Action permanente

Q : Action de charge variable

S : Surcharge

h : Hauteur totale de la section

e : Epaisseur des parois

ω : Aire de la ligne d'influence

θ : Coefficient sans dimension dépendant de la durée d'application des charges

Trafic

C : Facteur de cumul

CAM : Coefficient d'Agressivité d'un Poids Lourds

N : Nombre de PL par jours

NE : Nombre d'Essieu standard

Géotechnique

γ_h : Poids volumique humide

γ_d : Poids volumique sec

γ_s : Poids volumique des particules solides

%F : Pourcentage des fines $80\mu\text{m}$

%G : Gonflement linéaire

ES : Equivalent de sable

Ip : Indice de plasticité

W : Teneur en eau naturelle

W_{opt} : Teneur en eau optimale

W_l : Limite de Liquidité



W_p : Limite de plasticité

Hydrologie

H_T : Hauteur de pluies maximale sur une période de retour T

ΔH : Dénivelé du bassin

BV : Bassin Versant

C : Coefficient de ruissellement

Q₀ : Débit à évacuer

Q_T : Débit à une période de retour T

Q_{max} : Débit évacuable

V : Vitesse de l'écoulement de l'eau

W : Section mouillée

χ : Périmètre mouillée

R : Rayon hydraulique

if : Pente du fond

i_T : Pente du terrain naturel

I : Pente moyenne du talweg principal

K : Coefficient de rugosité

L : Longueur de talweg

INTRODUCTION

Actuellement, l'insuffisance et les dégradations du Réseau de communication routier malagasy constituent un frein au développement social et économique du peuple et aussi, du pays. Les programmes de développement nationaux cherchent à réaliser parmi les premières priorités :

- l'amélioration des infrastructures routières formant le réseau dit structurant ;
- les axes principaux reliant les chefs-lieux de Région ;
- le désenclavement des zones à fortes potentialités économiques mais qui restent pauvres en raison de l'absence de voies de communication qui permettraient la circulation pour l'entrée et la sortie des productions et des personnes.

Dans ces priorités stratégiques figure également la maximisation des routes revêtues, pour tenir compte du fait que les routes non revêtues semblent satisfaisantes pendant une courte période après l'achèvement des travaux mais se dégradent rapidement en surface et présentent en définitive une durée de vie très limitée à cause des fortes pluies qui s'abattent sur tout le territoire, même pendant une très courte période dans certaines régions comme la Région Sud-ouest de Madagascar.

Dans cette optique, nous allons étudier dans le présent mémoire un Projet intitulé « **ETUDE D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE N°9 – PHASE 2, RELIANT ANKILIABO A AMBIVY DU PK 223+573 AU PK 250+223** », un tronçon de Route qui traverse la Région du Sud-ouest et une partie de la Région de Menabe qui font partie des régions les plus pauvres de Madagascar, caractérisées par une forte insécurité alimentaire touchant près de 35% de la population locale, un faible accès à l'eau potable et un faible taux de couverture sanitaire. Pour mieux appréhender le sujet, nous aurons à développer les justifications économiques et sociales, les caractéristiques techniques de réalisation et la rentabilité économique ainsi que la faisabilité par rapport à la préservation environnementale du projet par l'étude respective des grandes parties suivantes :

- Etude préliminaire ;
- Etudes techniques ;
- Etude financière et des impacts environnementaux.

Partie I - ETUDE PRELIMINAIRE



CHAPITRE I : Description du projet

I.1. Contexte général

Actuellement, une grande partie de la RN9 est une route en terre constituée de sols argileux et limoneux qui présente de grandes dégradations entravant toute circulation. En outre, la région Sud-Ouest est caractérisée par un taux de pauvreté parmi les plus élevés (82,1% selon l'INSTAT) des 22 régions du pays, et une exposition chronique aux catastrophes naturelles. Pourtant, la région a un patrimoine naturel riche et diversifié, et dispose de grandes potentialités dans le domaine de l'agriculture, de la pêche, du tourisme et des mines. On peut donc dire que cette situation confère à la RN9 un état d'urgence. Elle est l'épine dorsale de cette région.

L'aménagement en route revêtue de la RN9 est crucial pour la réduction de la pauvreté et le développement du Sud-Ouest. Il est financé par la BAD, de plus, la Banque possède un avantage comparatif à intervenir dans cette région du Sud-Ouest car cela permettra de créer des synergies avec le Projet d'Aménagement des Infrastructures agricoles de la région du Sud-Ouest (PRIASO), approuvé en juin 2013, et de consolider les acquis des projets agricoles et de pêche en cours d'exécution et financés par la Banque dans la zone d'influence du projet.

I.2. Localisation du projet

La RN9 traverse la Région d'Atsimo Andrefana et une partie de la région de Menabe, elle est la voie terrestre la plus courte reliant Toliara (PK 0+000), chef-lieu de la Région d'Atsimo Andrefana, et Morondava vers le Nord, chef-lieu de la Région de Menabe. L'étude de la Phase 2 couvre les travaux d'aménagement longue de 82 km pour le tronçon compris entre Bevoay sur la rive droite du Mangoky, au PK 192+784 à Manja, chef-lieu de district dans la région du Menabe au PK 274+744. Les gros villages sont rares dans toute la zone traversée du fait de l'enclavement actuel. On peut citer :

- Fenoarivo au PK 195 ;
- Ankiliabo au PK 208 ;
- Manja au PK 274.

La figure suivante montre les communes et Chefs lieu de région de la Zone d'influence de la RN 9 ainsi que le tracé de la Phase 2 :

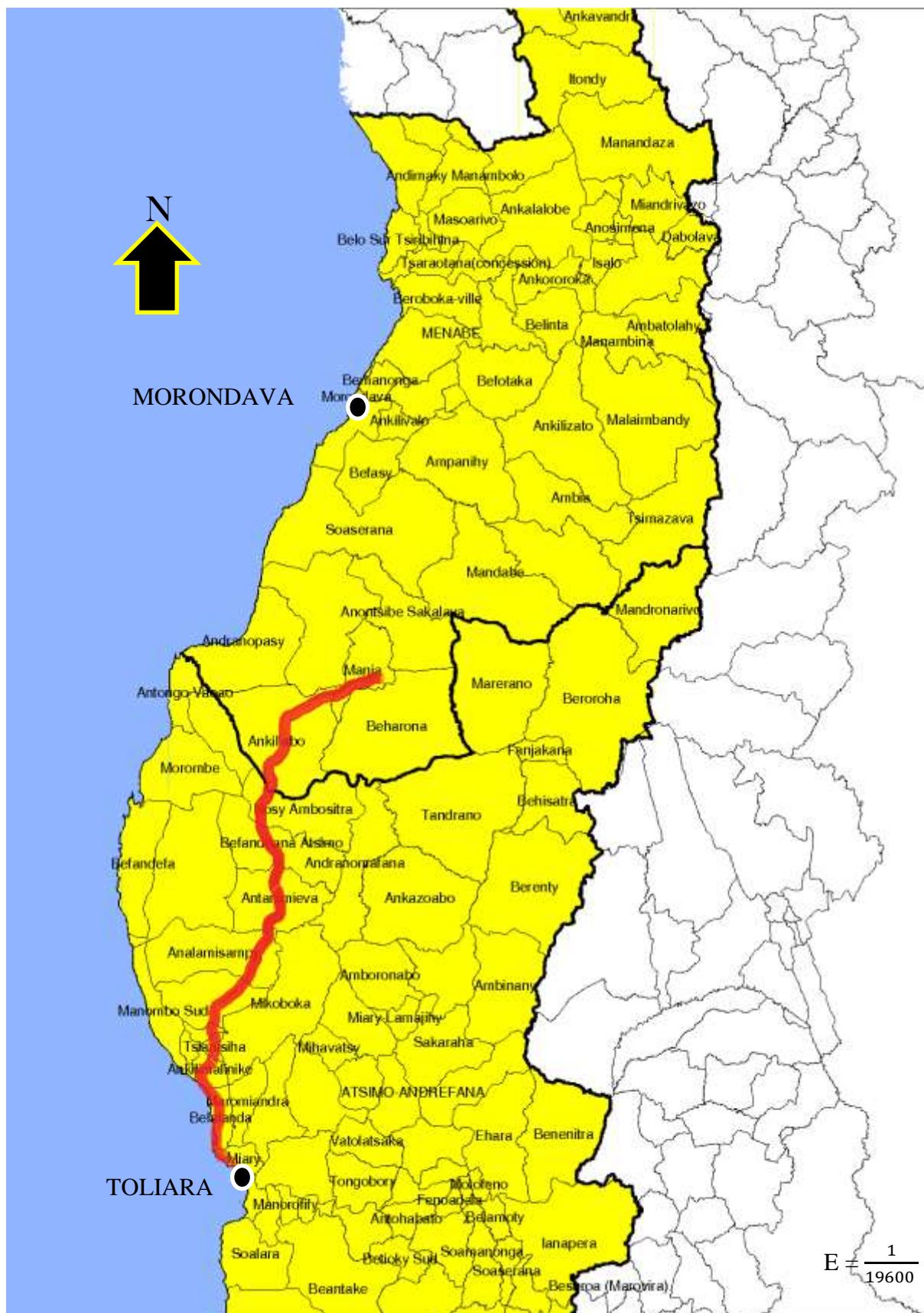


Figure 1 : Les communes desservies par la RN 9 et localisation de la phase 2

Nous étudierons dans le présent mémoire le tronçon de 26,65 km reliant la commune d'Ankiliabo, PK 223+573 et celle d'Ambivy, PK 250+223. La figure suivante le montre plus clairement, la partie colorée en rouge sera le tronçon qu'on étudiera :



Figure 2 : Localisation de notre projet d'étude

I.3. Les objectifs spécifiques et l'objectif global du projet

Les objectifs spécifiques du projet sont :

- le désenclavement et l'amélioration des conditions de desserte de la région Sud-ouest de Madagascar en offrant une liaison pérenne et des conditions de circulation sécurisées des biens et des marchandises ;
- la valorisation du potentiel touristique et agricole de la région sud-ouest ;
- l'amélioration des conditions de vie des populations de la zone d'influence du projet, en facilitant l'accès aux services et infrastructures socio-économiques de base ;
- la réduction des coûts et des temps de transport sur la RN 9 ;

L'objectif global du projet, étant un élément vital, est de contribuer à l'amélioration des infrastructures de transport routier à Madagascar et à la promotion des échanges commerciaux et



touristiques entre le Sud-ouest et le reste du pays : la capitale régionale Toliara à tout l'arrière-pays et la région Menabe vers le Nord en rapprochant la région d'Atsimo Andrefana de la capitale Antananarivo. En outre, l'aménagement de cette infrastructure aura un effet direct sur la réduction de l'insécurité alimentaire de toute cette zone en ouvrant pour la région d'Atsimo-Andrefana tout un débouché nouveau vers la région Menabe, ce qui modifiera positivement le flux d'échanges qui actuellement, étant donné les difficultés de circulation, est en déséquilibre. Après cette libération à la fois vers le sud et vers le nord, toute cette zone servira de pôle de transition entre les deux Régions d'Atsimo Andrefana et du Menabe.



CHAPITRE II : Etudes socio-économiques de la zone d'influence

Dans cette étude, nous allons examiner les impacts de l'Aménagement routier sur les activités sociales et économiques des habitants dans les zones d'influences. Une 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. Donc il en existe deux types :

- zone d'influence directe ;
- zone d'influence indirecte.

II.1. Zone d'influence directe

Le projet d'aménagement entre Bevoay et Manja, Région Atsimo Andrefana et Menabe, desserve directement les Communes bordant la RN 9 à savoir la Commune d'Ankantsakantsa Sud à laquelle est rattaché le village de Bevoay ainsi que Fenoarivo, la Commune d' Ankiliabo et la Commune de Manja.

II.2. Zone d'influence indirecte

Elle concerne les zones hors de l'itinéraire principal du projet mais pouvant apprécier les avantages du Projet, principalement, on peut citer les Districts et la Région de Morombe.

II.3. Démographie de la zone d'influence

II.3.1. Effectif de la population

Le dernier recensement à jour effectué par L'INSTAT, en année 2015, compte un nombre d'habitants total de Madagascar égale à 23 040 065 habitants. Dont 1 388 971 habitants occupent la Région Atsimo Andrefana et 624 586 habitants dans la Région Menabe.

Le nombre de population directement desservie est donné dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Nombre de population directement desservie

DISTRICT	NOMBRE DE POPULATION [habitants]
Ankantsakantsa/Bevoay	59 473
Ankiliabo	49 561
Manja	79 298
TOTAL	188 332



Source : INSTAT/DSM/EPM 2015

Le nombre de population de la zone d'influence directe est donc estimé à 188 332 habitants. La jeunesse (18 à 59 ans) d'une telle population dont le pourcentage est assez élevé de 31 % (« en âge de travailler » ou population active), devrait être mise à profit pour assurer le développement durable de ces Zones.

En outre, cet Aménagement touchera plus largement la vie quotidienne de la population issue des Districts Toliara II et Morombe, des deux Régions Atsimo Andrefana et Menabe qu'on peut estimer à plus de 400 000 personnes selon le tableau suivant :

Tableau 2 : Nombre de population indirectement desservie

DISTRICT	NOMBRE DE POPULATION [habitants]
Toliara II	278 796
Morombe	123 602
TOTAL	402 398

Source : INSTAT/DSM/EPM 2015

Sur le plan ethnique, ce sont les Bara, Masikoro, Antaisaka qui prédominent suivies des Sakalava, Vezo, Antandroy, Betsileo et enfin les Merina.

Par ailleurs la population suit la religion chrétienne. Les églises les plus fréquentées sont : EKAR, FLM, Témoins de Jéhovah, et FJKM.

II.3.2. Effectif projeté de la population

Une projection future du nombre de la population nous permettra d'élargir les perspectives lors du dimensionnement de la chaussée, au moins jusqu'à 15 ans correspondant à la durée de vie de la route.

La formule suivante donne le modèle démographique d'évolution de la population :

$$P(t_i) = P_0 \times (1 + \alpha)^{t_i - t_0} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- $P(t_i)$: désigne la population à l'année t_i ;
- t_1 : année de mise en service (2018) ;
- P_0 : population à l'année t_0 ;



- t_0 : année de référence (2015) ;
- α : taux d'accroissement moyen ; $\alpha = 3,3\%$ pour la partie Sud-Ouest selon l'INSTAT (2015).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Effectif projeté de la population des zones d'influences

ANNEES	POPULATION [habitants]		
	Ankantsakantsa/Bevoay	Ankiliabo	Manja
2018	65 558	54 632	87 411
2021	72 264	60 221	96 353
2024	79 657	66 381	106 210
2027	87 806	73 172	117 076
2033	106 691	88 910	142 256

II.4. Les infrastructures sociales

Les infrastructures existantes et leurs caractéristiques sociales dans la zone du projet sont données dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Les infrastructures sociales existantes

COMMUNES	ANKILIABO	MANJA
EDUCATION	EPP : 18 CEG : 1 Taux de scolarisation : 80% CEPE 2015 : 60% BEPC 2015 : 0%	EPP : 13 CEG : 1 Lycée public : 1 Taux de scolarisation : 60% CEPE 2015 : N.D BEPC 2015 : N.D
SANTE	CSB II : 1 CSB I : 2 Maladies : Diarrhée, Paludisme, Maladies Sexuellement Transmissibles, Tuberculose	CSB II : 1 CSB I : 3 CHD2 : 1 Maladies : Diarrhée, Paludisme,
ENERGIE	Eau : quelques FKT pourvus Electricité : 1 FKT (Chef-lieu) Autres Sources d'énergie : pétrole, bougies, groupes électrogènes	Eau : quelques FKT pourvus Autres sources : eau de rivières Electricité : Chef-lieu et 3 FKT Autres Sources d'énergie : pétrole, bougies, groupes électrogènes



COMMUNES	ANKILIABO	MANJA
SECURITE	Dispositif : Brigade de Gendarmerie Zone non sécurisée	Dispositif : Brigade de Gendarmerie, Commissariat de Police et Peloton de militaires Zone non sécurisée

Source : Enquête Groupement 4SL (2015)

Avec :

- EPP : Ecole Primaire Publique ;
- CEG : Collège d'Enseignement Générale ;
- 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). ;
- CHD2 : Centre Hospitalier de District de niveau 2 (avec chirurgie) ;
- FKT : Fokontany.

Notons qu'à Manja existe un Dispensaire privée géré par la Mission Catholique.

En se basant sur les statistiques données par la DRSD (Direction Inter Régional des Districts Sanitaire), en 1999, qui a évalué qu'un seul médecin s'occupe de 14 627 personnes, le manque d'infrastructures sanitaire par rapport au nombre d'habitants confirme la nécessité d'urgence de développement.

II.5. Le Transport

Le tronçon de la route RN 9 (Bevoay-Manja) est dans un mauvais état. Cet état de la route et l'absence d'ouvrages de franchissement au droit des ruisseaux et cours d'eau qui se gonflient très rapidement en saison de pluies produisent des coupures de trafic pour les véhicules pendant 2 jours ou plus.

Des coopératives de transport assurent la liaison hebdomadaire entre Manja et Toliara. Le transport se fait par les camions « Carandales ». Les frais de transport sont :

- en saison sèche : 35 000 Ar/voyageur ;

- en saison des pluies : 70 000 Ar/voyageur.



Figure 3 : Taxi brousse reliant Manja à Toliara

Source : Autorité locale

Parallèlement l'inexistence d'aérodrome ne permet aucun échange aérien.

II.6. Les activités économiques

II.6.1. L'agriculture

L'agriculture reste l'activité archi-dominante dans la structure des emplois. Elle compte plus de huit actifs occupés sur dix. Le taux d'activité est assez élevé : de l'ordre de 63,7%. Ce taux atteint même 90% lorsqu'on considère la population des 15 à 64 ans et plus, soit l'âge légal pour travailler.

Dans la Région Menabe, la surface cultivable est de 108 600 ha, ce qui représente 2,3 % de sa surface totale contre 1,6 % dans la Région Atsimo Andrefana (surface cultivable de 140 800 ha). Ces faibles superficies peuvent s'expliquer par :

- le climat caractérisé par une saison sèche très marquée (plus de 7 mois) suivi par de violentes précipitations provoquant ainsi de l'érosion (semi-aride);
- la nature des terrains composés par des éléments fins instables et sols squelettiques sur basaltes et sols ferralitiques anciens;
- l'homme qui s'attaque sans fin à cette couverture végétale : surpâturage, feux de brousse, déboisement et déforestation, travail intensif du sol, ...



- aux techniques culturales encore traditionnelles. L'agriculteur n'utilise pratiquement que « l'angady » (la bêche).

D'une part, c'est dans le district de Manja qu'on retrouve la plus grande superficie de terres propice à la culture (32 400 ha). Par ordre d'importance, on y cultive essentiellement les céréales (96 %), les racines et les tubercules (76,4 %), les légumineuses (58,8 %), les fruits (35,2 %), les cultures industrielles (27,4 %), les légumes (17,6 %) et les épices (7,8 %). Les cultures céréaliers comprennent outre le riz, le maïs et le paddy. Les racines et tubercules (manioc, patate douce) arrivent en seconde place. Les légumineuses (haricot, pois du cap) sont produites dans presque toutes les communes. Quant aux cultures fruitières, elles ne sont présentes qu'à Morondava, Mahabo (81,8 %) et dans quelques communes de Miandrivazo (26,6 %). Les cultures industrielles comprennent la canne à sucre, l'arachide et le tabac. Les légumes et les épices ne sont cultivés qu'à Mahabo et Morondava.

D'autre part, la majorité des exploitations agricoles dans la Région Atsimo-Andrefana sont du secteur traditionnel. En effet 94,9 % de la superficie physique exploitée dans la région n'utilisent aucun mode de fertilisation minéral et seulement 4 % en utilisent. La Région Atsimo Andrefana produit une variété de spéculations. On y cultive essentiellement, par ordre d'importance et à des fins commerciales :

- les racines et tubercules ;
- les céréales ;
- les fruits ;
- les légumineuses.

Dans le secteur agricole, l'accès à des matériels plus performants sera plus facile à cause du transport qui aura un essor prometteur. Les rendements seront améliorés et les intrants étant augmentés, l'opportunité pour augmenter les surfaces cultivables sera plus grande.

II.6.2. L'élevage

L'élevage demeure une activité importante dans la Région Menabe et Atsimo-Andrefana. On peut distinguer deux catégories :

- un élevage extensif et contemplatif de zébus ;



- un élevage domestique de bovins, qui vivent dans ou à proximité des villages.

Notons que l'élevage bovin est motivé par un besoin de prestige social. Si la majorité de la population s'adonne à l'élevage bovin, l'on note une plus grande diversité au niveau des activités pastorales, entre autres, la forte présence de l'élevage ovin (élevage de mouton), porcin (élevage de porc), caprin (élevage de chèvre) et l'aviculture (élevage de volailles).

L'importance de ce secteur est accentuée par l'appartenance de la Zone d'influence Manja dans l'une des deux circonscriptions d'élevage de la Région Menabe : le CIREL de Morondava englobant les 4 sous-préfectures Morondava, Mahabo, Manja et Belo sur Tsiribihina.

Les tableaux suivants donnent un aperçu du pourcentage d'élevage dans les Zones d'influences directes au projet respectivement par rapport à la statistique nationale et par rapport au Région:

Tableau 5 : Pourcentage d'élevage au niveau national

	BOVIN [%]	PORCIN [%]	OVIN [%]	CAPRIN [%]	VOLAILLE [%]
Menabe	5,2	4,1	6,2	9,9	2,8
Atsimo-andrefana	11,7	1,5	43,3	57,9	1,4
TOTAL	16,9	5,6	49,5	67,8	4,2

Source : MEI/CREAM/Monographie 2009

Tableau 6 : Pourcentage d'élevage au niveau régional

	BOVIN [%]	PORCIN [%]	OVIN [%]	CAPRIN [%]	VOLAILLE [%]
Manja	14,9	8,0	5,1	6,3	15,4
Ankantsakantsa/Bevoay	13,4	16,5	5,1	12,9	15,3
TOTAL	28,3	24,5	10,2	19,2	30,7

Source : MEI/CREAM/Monographie 2009

En somme, l'élevage dans ces Zones occupe un rôle non négligeable dans la production nationale. L'ouverture des routes amènera sûrement, des collecteurs venus d'ailleurs ce qui va régulariser les prix des produits au bénéfice des habitants, la compétitivité étant rendu possible.



Dans le même ordre d'idée, l'extension de marchés nouveaux pourrait être facilitée.

Elle permettra ainsi aux communes d'opter pour la mise en place de marchés contrôlés, favorisant le prélèvement de ristourne à tous les niveaux et donc améliorant les budgets communaux de fonctionnement.

Dans le domaine de l'élevage, ceci permettra de régulariser le recensement du cheptel pour toutes les espèces. Et avec les déplacements qui vont s'intensifier, une plus grande communication se fera place : ceci pourrait à terme diminuer l'insécurité dans les vols de bœufs pour ce secteur par la mise en place d'un plus grand nombre de postes de gendarmerie car actuellement, le système de sécurité par les « kalony » ou groupements de jeunes bénévoles assurant la sécurité dans leur localité, temporise tout de même la recrudescence de l'insécurité.

II.6.3. Le tourisme

Le District de Manja est un site touristique renommé de Madagascar avec :

- ses majestueux baobabs qui sont parmi les principales curiosités naturelles du Sud-Ouest malagasy ;
- ses sites originaux à savoir :
 - ✓ la grotte d'Ikomby à Betalatala ancien refuge des « vazimba » ;
 - ✓ le marais de Bekola et son anguille sacrée, le tamarinier de Tsimanango vénéré par les « Dahalo » ;
 - ✓ la plage d'Andranompasy située à 70 km à l'ouest de Manja qui possède même des établissements d'accueil : le Kanto (Hôtel-restaurant,) et le Baobab (bungalows simples et restaurant).

La recherche de développement du secteur tourisme pourrait être un levier non négligeable. Par la même occasion, la filière artisanat trouverait une ouverture pour des perspectives nouvelles si le tourisme serait plus exploité.

Conclusion partielle

En résumé, la nécessité d'évolution de l'humanité va de pair avec le développement des réseaux de communication. Une route constitue une chaîne dans l'engrenage du développement d'un pays. Le présent mémoire étudie l'Aménagement de la Route Nationale N° 9. Les études



socio-économiques des Zones d'influences nous ont permis de mettre en valeur les effets explicites dans le cadre de cet Aménagement allant de l'individu jusqu'à la Région entière.

En effet, toutes les données statistiques ainsi que les données caractéristiques sociales désavantageées par rapport aux données économiques avantagées en exploitation des Zones d'influences concernent essentiellement et respectivement l'entretien de la vie humaine et l'évolution de la vie économique. Un développement se traduirait donc par un désenclavement de ces Zones leur permettant toute communication et échange avec les Chefs-lieux de Région.

Nous allons, dans la partie qui suit, entrer dans les détails des études techniques au vue d'un projet de développement par l'Aménagement de la RN9.

Partie II - ETUDES TECHNIQUES



CHAPITRE III : Description de la chaussée

Présentement, la route existante est en terre impraticable en grande partie pendant la saison des pluies, à cause des passages embourbés et en raison de l'inexistence et de l'inefficacité des ouvrages d'assainissement anciennement construits. Comme la végétation sauvage qui envahit la chaussée, ainsi que les nombreuses déviations pratiquées par les automobilistes au point que la route originale n'est presque plus visible à certains endroits, ces points noirs traduisent le manque d'entretien de longue date sur ces infrastructures.

III.1. Auscultation de la route existante

La route entre Bevoay et Manja suit d'abord une direction Sud-Nord sur plus de la moitié du parcours avec une rampe faible de 3% en moyenne. Sur ce tronçon, la route reste sur le plateau proche du littoral formé de sédiments sableux ou limoneux. Ensuite, elle oblique progressivement vers l'Est en longeant le bord des massifs calcaires qui forment des collines couvertes de forêts ou de savane. En fait la route contourne ces collines qu'elle n'arrive pas à escalader de face. Sur les 20 derniers kilomètres vers Manja, la route prend presque une direction Ouest-Est.

Indépendamment de ces différenciations, la route existante d'un bout à l'autre apparaît comme une piste en terre dégradée ou très dégradée même, présentant de grosses cavités, de profondes ornières, de grandes longueurs ensablées, avec parfois une largeur de chaussée réduite à 3 ou 4 m, la voie étant envahie par les broussailles ou même parfois par de gros arbustes. On constate également que le tracé initial a presque disparu sur certaines longueurs et remplacé par des déviations successives créées par les véhicules qui évitent les zones d'embourbement. Le tracé initial de la route national est attesté uniquement par la présence d'anciens ouvrages d'assainissement, surtout par les dalots en béton qui sont eux-aussi souvent fortement dégradés, et en tout cas hors d'état de fonctionner. Souvent, en effet, les anciens filets d'eau ou ruisseaux qui étaient drainés par ces ouvrages en travers de l'ancienne route ne sont apparemment plus visibles, notamment en saison sèche.



Figure 5 : Restes d'ancien dalot – La moitié de l'ancienne route a disparu (PK 224+150)



Figure 4 : Route actuelle – Voie rétrécie par la végétation (PK 246+200)

Source : Auteur (2015)



Figure 6 : Route actuelle – Profondes orniéragés (PK 229+960)

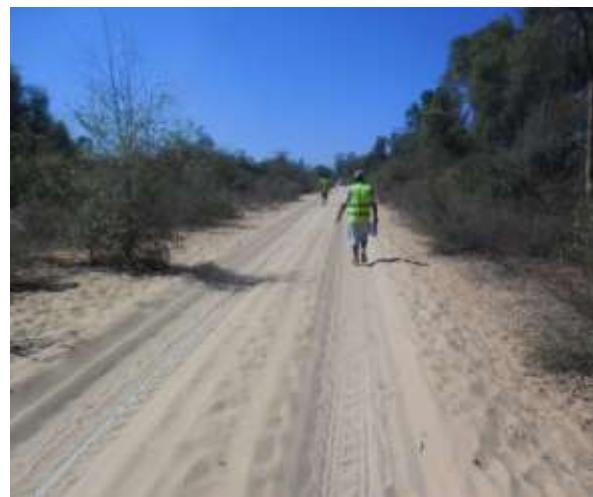


Figure 7 : Route actuelle ensablée (240+000)

Source : Auteur (2015)

Enfin en certains points le tracé présente des sinuosités qui étaient les conséquences des inondations créant de grandes difficultés de passage, obligeant les véhicules à contourner ces points noirs, ce qui à la longue a fini par créer des nouveaux tracés tantôt à droite, tantôt à gauche entrecouplant la route initiale. On remarque enfin qu'il n'existe plus de fossé ou d'ouvrage d'assainissement longitudinal qui draine effectivement la route, les vestiges qui en restent sont complètement ensablés ou à moitié démolis.



Figure 8 : Zone de rizières : les eaux des canaux d'irrigation empruntent la route (PK 233+020)



Figure 9 : Passage obligé mais très difficile pour les véhicules PK 227+100

Source : Auteur (2015)

III.2. Les dégradations de la chaussée et des Ouvrages d'Art

III.2.1. Les ornières

Ce sont des affaissements localisés apparaissant sous le passage des véhicules, dans les traces de roues et pouvant affecter entièrement la couche de roulement. Nous en avons relevé presque sur toute la zone du projet entre le PK 223+573 et le PK 250+223.

III.2.1.1. Causes

Les ornières sont dues au défaut de compacité par rapport au trafic lourd, à une chute de portance du sol support et aux infiltrations d'eau dans la couche structurelle de la chaussée. Ces dernières peuvent être expliquées par l'absence ou l'insuffisance de drainage.

III.2.1.2. Solutions

Suivant la gravité des ornières, on pourra dans le cas d'ornières moins sérieuses et moyennes (profondeur d'affaissement mesurée sur une règle rigide de 1,50 m : $2\text{cm} \leq h < 4\text{cm}$), adopter un rechargement en MS, et contrairement dans le cas d'existence de profondes orniérages ($h \geq 4 \text{ cm}$), adopter la mise en place d'un nouveau corps de chaussée.

Nous avons recensé pour le tronçon un nombre majoritaire d'ornières à gravité élevée ; donc l'adoption d'un nouveau corps de chaussée semble être la meilleure disposition à adopter.

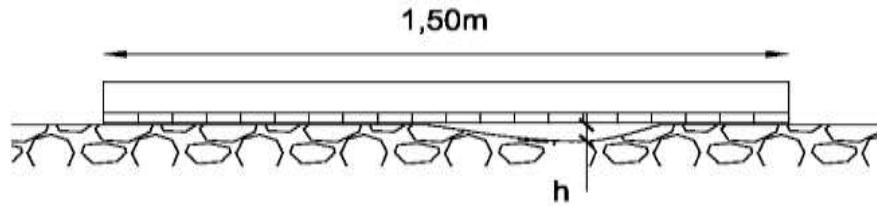


Figure 10 : Mesure des ornières

III.2.1.3. Evolution

Le non traitement des ornières peut entraîner des saignées ou ravines de plus ou moins grandes dimensions, longitudinales ou transversales ainsi que des nids de poules. Leur aggravement résulte à l'apparition de Profils W qui sont des tranchées latérales plus ou moins longues parallèles à l'axe de la chaussée.

III.2.2. Ensablement

L'ensablement est un phénomène de couverture de toute la surface de la chaussée de matériaux sableux avec une profondeur non négligeable. Il est recensé entre le PK 244+573 et le PK 249+500.

III.2.2.1. 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.

III.2.2.2. Solution

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

III.2.2.3. Evolution

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

III.2.3. Broussailles et arbustes

Elles se traduisent par le bourgeonnement ou l'existence de broussailles et même d'arbustes sur les bords et sur une partie de la chaussée. Le rétrécissement de la chaussée la plus remarquée se trouve du PK 246+573 au PK250+000.

III.2.3.1. Cause

La pousse de broussailles et d'arbustes est expliquée par l'absence d'entretien de la chaussée qui donne libre cours à la nature.

III.2.3.2. Solutions

Les solutions possibles selon le cas rencontrés sont :

- le débroussaillage ;
- le décapage du sol ;
- l'abattage des arbres.

III.2.3.3. Evolution

Ne pas appliquer ces solutions entraînera la disparition totale de la route et entravera la circulation (création de déviations pour éviter les arbustes).

III.2.4. Bourbier

L'embourbement est la création d'une épaisse boue dans les zones basses et se présente pendant la saison de pluie. Une consultation locale nous en a informé la présence entre le PK 223+573 et PK 230+524.



Figure 11 : Bourbier (PK 224)

Source : Auteur (2015)



III.2.4.1. Causes

L'embourbement est causé par ;

- une insuffisance de drainage ;
- la situation de la chaussée : niveau plus bas que le terrain naturel ;
- un sol support argileux, sensible à l'eau.

En effet, la stagnation des eaux de ruissellement est la principale cause de leur formation.

III.2.4.2. Solutions

La solution préconisée est la réalisation d'une purge de profondeur 1m et par suite apport en MS. L'importance de l'embourbement est proportionnelle à la mise en place d'un nouveau corps de chaussée.

III.2.4.3. Evolution

Une durabilité d'embourbement provoquera la destruction totale de la surface de la chaussée, la coupure totale de la route ou bien une grande difficulté de circulation pouvant entraîner des accidents.

III.2.5. Obstruction et fissuration d'ouvrages de drainage

L'obstruction de dalots est une incapacité de ces derniers à ruiseler le débit à évacuer. Leur fissuration est un signe de destruction. Presque tous les dalots, en général, présentent des obstructions, de faibles ou de grandes fissurations (PK 223+573 au PK 250+223).



Figure 12 : Dalot obstrué (PK 223+600)

Source : Auteur (2015)



III.2.5.1. Causes

L'engouffrement de végétation et de roches sous les dalots résulte de l'insuffisance et de l'absence d'entretien. Leur destruction est causée par leur pente faible et leur sous-dimensionnement.

III.2.5.2. Solutions

D'une part, l'obstruction se solutionne par l'enlèvement total des roches en dehors de l'emprise de la route et le désherbage. D'autre part, on aménagera de nouveaux ouvrages (dalots et radiers) pour éviter tout défaut.

III.2.5.3. Evolution

La défectuosité des dalots peut entraîner la stagnation de l'eau et l'inondation de la chaussée ainsi que la destruction de ces derniers empêchant toute circulation.

III.2.6. Obstruction de fossés

Elle s'explique par l'inefficacité des fossés à évacuer convenablement le débit d'écoulement. Tous les fossés du tronçon sont presque obstrués (PK 223+573 au PK 250+223).



Figure 13 : Fossé latéral obstrué (PK 223+950)

Source : Auteur (2015)

III.2.6.1. Causes

Les fossés sont obstrués par la végétation ou bien par ensablement.



III.2.6.2. Solutions

Les solutions recommandées sont :

- aménagement de fossés sur les deux côtés de la route et d'ouvrages de décharge ;
- désherbage et curage ;
- redimensionnement des fossés.

III.2.6.3. Evolution

Le non évacuation des eaux de ruissèlement peut causer l'inondation de la chaussée et la stagnation de l'eau de pluie empêchant toute circulation.

III.3. Etat global de la chaussée

La reconnaissance de terrain nous a permis de diagnostiquer l'état piteux de la Route et d'avancer déjà les perspectives futures d'aménagement à envisager.

Une partie plus géométrique sera par la suite étudiée.



CHAPITRE IV : Etude géométrique

Cette étude établira les caractéristiques géométriques de la Route à aménager, des profils de base aux différentes compositions de la Route. La Route neuve sera implantée sur le même tracé que l'ancienne en suivant les paramètres de traçage normalisés sous-mentionnés conformément aux directives de l'ICTARN relatives aux PARAMETRES FONDAMENTAUX DES PROJETS ROUTIERS.

IV.1. Relief

Le projet se situe dans une zone caractérisée par :

- de vastes étendues de plaines fertiles qui peuvent recevoir des cultures irriguées (riz) et des cultures pluviales (Manioc, haricot, pois du cap, maïs, oignon...);
- de plateaux agro-pastoraux qui sont dévastés annuellement par des feux de brousse ;
- des formations de collines allongées de hauteur modérée de 20 à 40 m, formées par des massifs calcaires qui sont sous une faible couverture de 5 à 10m sur lesquels on voit des affleurements sous forme de blocs ou de bancs fissurés.

IV.2. Vitesse de base

C'est la vitesse au-dessous de laquelle on admet que les véhicules rapides peuvent circuler normalement en dehors des heures de pointe et est fonction de la nature de la chaussée. L'AASHO (American Association States of Highway Officials) définit la vitesse de base comme étant la vitesse maximale que l'on fixe pour développer les caractéristiques géométriques de la route telles que : rayon minimal des courbes, les dévers, les courbes de raccordement et les surlargeurs.

Le tableau suivant montre les vitesses de bases selon la nature de la chaussée et le trafic :

**Tableau 7 :** Vitesse de base selon la nature et le type de route

TYPE DE ROUTE	NATURE	VITESSE DE BASE [km/h]
Principale : 500 à 5 000 véh/jr	Plat	80 - 120
	Vallonné	55 – 80
	Montagneux	40 – 55
Secondaire : 100 à 500 véh/jr	Plat	60 – 80
	Vallonné	50 – 60
	Montagneux	30 – 50
Voie de desserte : < 100 véh/jr	Plat	50 – 60
	Vallonné	35 – 50
	Montagneux	25 - 35

Source : Cours de Route 1 (2013)

Dans notre cas, la nature plate du tronçon et un trafic inférieur à 100 véhicules par jour nous recommande une vitesse de base de 50 à 60 km/h.

IV.3. 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 la circulation du véhicule isolé soit assurée.

Les tableaux ci-dessous montrent ces caractéristiques suivant le choix de la vitesse de référence :

Tableau 8 : Les paramètres fondamentaux en projets routiers

DESIGNATION DU PARAMETRE		SYMBOLE ET UNITE	CATEGORIE DE ROUTE				
			4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^{ère}	Excep.
Vitesse de référence		V _r [km/h]	40	60	80	100	120
TRACE EN PLAN	Dévers maximal	δM [%]	7	7	7	7	7
	Rayon en plan : RH	RHm [m]	40	120	240	452	665
		RHN [m] (δ [%])	120 (5%)	240 (5%)	425 (5%)	665 (4%)	1000 (4%)
		RH''(3,5%) RH'' (2%)	250 300	450 500	650 700	900 1000	1500 1600
	non déversé	RH'	400	600	900	1300	1600



DESIGNATION DU PARAMETRE			SYMBOLE ET UNITE	CATEGORIE DE ROUTE				
				4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^{ère}	Excep.
Vitesse de référence			V _r [km/h]	40	60	80	100	120
PROFIL EN LONG	Déclivité maximale en rampe		T _m [%]	8	7	6	5	4
	Rayon en angle saillant : RV	Chaussée unidirectionnelle	minimal absolu	RV _{m1} [m]	500	1500	3000	6000
		Route à 4 voies ou à 2 chaussées	minimal normal	RV _{N1} [m]	1500	3000	6000	12000
		Chaussée bidirectionnelle (à 2 ou 3 voies)	minimal absolu	RV _{m2} [m]	500	1600	4500	10000
			minimal normal	RV _{N2} [m]	1600	4500	10000	17000
	Rayon en angle rentrant : RV'	minimal absolu		RV _{m'} [m]	700	1500	2200	3000
		minimal normal		RV _{N'} [m]	1500	2200	3000	4200
	Rayon assurant la distance de visibilité de dépassement minimale sur route à 2 ou 3 voies			RVD [m]	2500	6500	11000	17000
								28000

(*) : Le dévers minimal est 3,5 % pour chaussée en béton bitumineux et 2 % pour béton de ciment.

Source : ICTARN - PARAMETRES FONDAMENTAUX DES PROJETS ROUTIERS.

Tableau 9 : Les paramètres cinématiques en projets routiers

Vitesse du véhicule		V [km/h]	40	60	80	100	120
Longueur de freinage	d ₀ [m]	15	35	60	105	170	
Distance d'arrêt en alignement	d ₁ [m]	40	70	105	160	230	
Distance d'arrêt en courbe	d ₃ [m]	45	80	120	180	280	
Distance de visibilité de dépassement	minimale	d _m [m]	150	250	325	400	500
	normale	d _n [m]	250	350	500	625	800
Distance de visibilité de manœuvre de dépassement		d _{Md} [m]	70	120	200	300	400

Source : ICTARN – PARAMETRES CINEMATIQUES

IV.4. Surlargeur

Dans les courbes de rayon inférieur à 200 m, une surlargeur est préconisée pour les virages. En effet, la couronne circulaire balayée par l'ensemble des points d'un véhicule est plus

large dans les courbes que le véhicule lui-même d'où la nécessité d'un élargissement de la chaussée. Elle vaut normalement, par voie de circulation 50/R en mètres, R étant le rayon de courbure exprimé en mètres.

Rationnellement :

$$S = \frac{50}{R} \quad (\text{II.2})$$

Numériquement, avec un rayon minimal absolu de 120 m, la surlargeur par voie est de :

$$S = \frac{50}{120}$$

S = 0,416 m

Cette surlargeur peut être ramenée à 25/R pour les routes en relief difficile :

$$S = \frac{25}{R} \quad (\text{II.3})$$

Numériquement :

$$S = \frac{25}{120}$$

S = 0,208 m

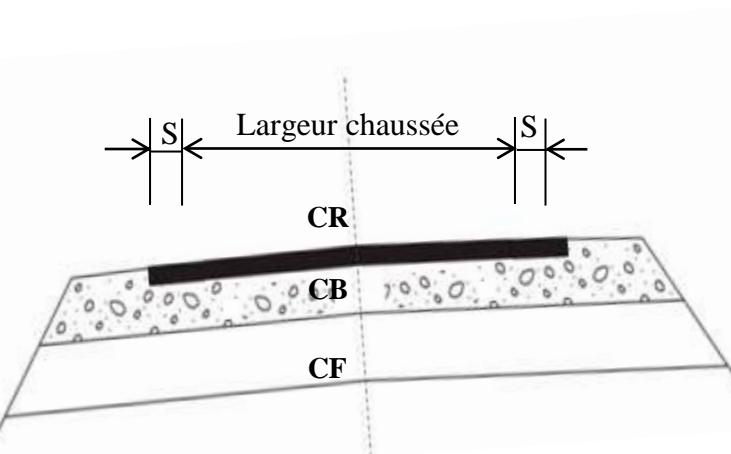


Figure 14 : Surlageur sur coupe transversale de la chaussée

IV.5. Le profil en travers

C'est une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du projet. Des extraits de profil en travers du tracé seront présentés en Annexe 2.



En prenant le cas d'une route nationale avec une vitesse de référence de 60 km/h pour les véhicules, on adoptera les caractéristiques géométriques sous mentionnées.

IV.5.1. Nombre de voies

Pour un trafic moyen, deux (2) voies seront aménagées.

IV.5.2. Largeur de la chaussée

Chaque voie aura une largeur de 3 m pour faciliter la rencontre et le dépassement de deux véhicules de largeur 2,5 m (largeur standard de grands véhicules).

La largeur de la chaussée sera donc de 6 m et les surlargeurs seront prises en compte en courbe.

IV.5.3. Accotements

Nous adopterons 2 accotements de 1,25 m chacun pour permettre :

- la récupération d'un véhicule déviant de sa trajectoire ;
- les manœuvres d'évitement ;
- une circulation sécurisée des piétons et cyclistes ;
- l'arrêt d'un véhicule ;
- et faciliter les opérations d'entretien de la chaussée et des dépendances.

IV.5.4. Pente transversale de la chaussée

Une pente transversale est d'une nécessité absolue dans la construction routière pour éviter la stagnation d'eau sur la surface de la chaussée, cette dernière étant le premier ennemi de la route. En effet, la portance du sol diminue avec la saturation en eau.

Elle sera de 3% en deux versants de plans raccordés sur l'axe.

IV.5.5. Pente transversale des accotements

De la même manière, les accotements devront pouvoir ruisseler rapidement les eaux de stagnation vers l'extérieur de la chaussée.

La pente transversale des accotements que nous allons prendre sera de 4%.

L'objectif de ces pentes est d'imperméabiliser la chaussée, autrement dit éviter l'infiltration d'eau dans la structure de la chaussée.

IV.5.6. Le type de profil en travers

La figure suivante présente le profil en travers type de la chaussée :

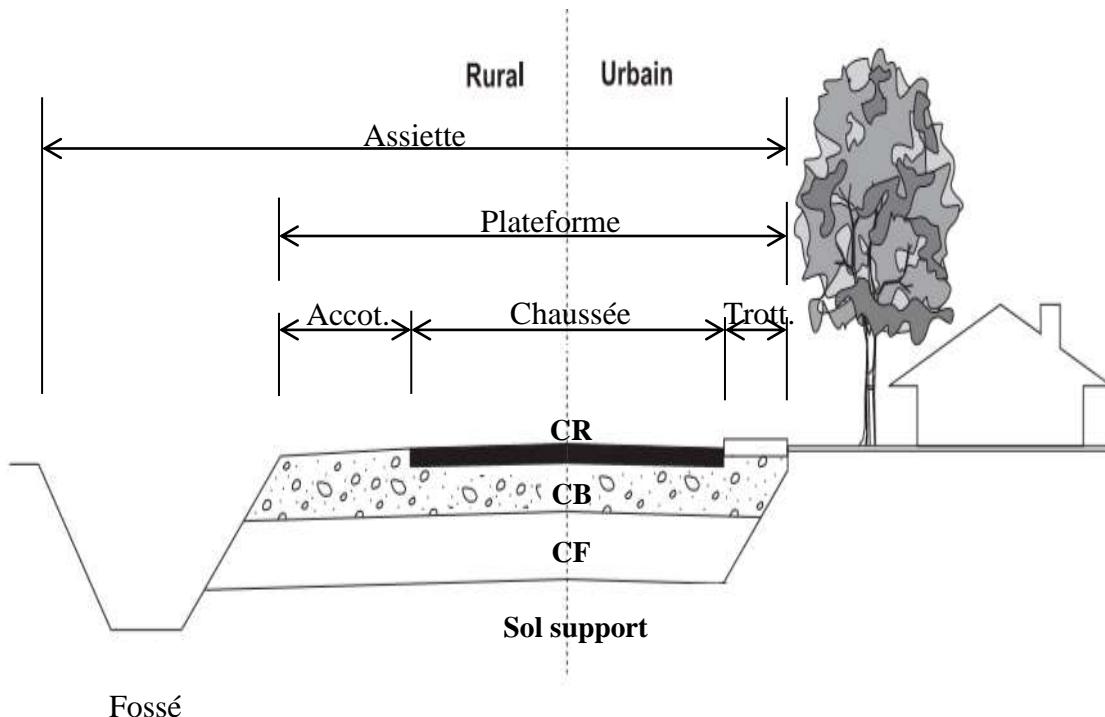


Figure 15 : Profil en travers type

IV.5.6.1. Zone rurale

Sur les tronçons en rase campagne qui constituent la majeure partie de l'itinéraire, le rehaussement du niveau de la route qui est absolument nécessaire pour des raisons d'assainissement et de drainage de la voie, constitue pour cette route digue un obstacle pour les personnes, le bétail et les petits véhicules locaux. Pratiquement, il apparaît que sur les ouvrages semblables, le passage très fréquent des troupeaux de zébus qui traversent la route, ainsi que les bandages métalliques des roues de certaines charrettes provoquent l'épaufure prématûrée des rives de la chaussée et de l'accotement. Pour éviter ces dégradations, un ensemble de dispositions et de mesures complémentaires seront prises.

D'abord un système de protection latérale des talus de chaussée sera mis en œuvre pour assurer la tenue des rives de chaussée face aux actions de poinçonnement et de désagrégation des eaux de ruissellement et des passages des charrettes et des bœufs. Ce système comprendra soit :



- des dallettes préfabriquées posées sur la pente du talus ;
- par un empierrement cimenté ou par un traitement local de la couche de base au ciment en son bord ;
- enfin par une feuille de géotextile de type anti-filtrant qui recouvre la rive externe de l'accotement.

Egalement, des plantations d'arbustes locaux de type Aloès (agava) seront effectuées en pied de talus pour empêcher ou fortement dissuader les animaux de monter directement sur les talus de la voie. Cependant, des passages revêtus par un perré maçonné ou par des dallettes préfabriquées sur toute la hauteur du talus routier seront aménagés à un intervalle de 300 m environ pour le passage des personnes et des animaux. Ces passages réservés auront une largeur de 8 m et auront une pente adoucie à 1/5.

Enfin un système d'information-éducation-communication sera pratiqué pour sensibiliser les usagers autour des responsables et des autorités locales sur la question de la pérennité des infrastructures publiques et de leur maintenance.

Les implantations concrètes de ces mesures qui se complètent seront déterminées dans le cadre de la gestion des impacts environnementaux des travaux de la route.

IV.5.6.2. Zone urbaine

Dans la traversée des grands villages, en l'occurrence Ankiliabo et Manja, des aménagements urbains d'extension limitée sont prévus : parking, arrêt de bus, trottoir. A Ankiliabo, une deuxième voie de 5m de largeur qui passe par les bureaux de la Commune et par la Gendarmerie est aménagée en traitant la structure et en plaçant un revêtement bitumineux sur la route existante qui fait un détour de 400 m en passant par le centre-ville et en longeant le marché.

Dans ces agglomérations la route n'est pas surélevée comme en rase campagne. Un système de caniveaux couverts est à construire pour former le réseau d'assainissement du village. (Voir dans l'Aménagement de l'assainissement).

Dans le cadre de la protection environnementale, des plantations d'arbres seront intégrées dans le projet routier. Les espèces choisies sont celles réellement spécifiques à ces endroits, de croissance facile, ne nécessitant pas d'entretien complexe ou prolongé et produisant



des spécimens à la fois résistants et d'aspect très adapté comme éléments d'embellissement et d'agrément urbains.

Notons que ces activités font également parties des activités décrites dans la gestion des impacts environnementaux.

IV.6. Le tracé en plan

Le tracé en plan d'une route est constitué par la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route.

Un tracé en plan est constitué de trois éléments :

- des droites (les alignements) ;
- des arcs de cercle ;
- des courbes de raccordement progressives.

Le tracé en plan est donné par extrait en *Annexe 4*.

IV.7. Le profil en long

C'est la représentation d'une coupe verticale de la route. La région connaît une pluviométrie faible variant entre 300 mm et 650 mm de hauteur de pluie annuelle. Cependant ces précipitations sont concentrées sur une courte période. D'autre part, le sol présente une pente générale très faible mais non nulle, et son type limoneux ne permet qu'une faible infiltration des eaux, la zone connaît presque annuellement une montée des eaux superficielles qui inondent toute la surface pendant une courte période ne dépassant pas une ou deux journées.

L'inexistence de cours d'eau pour l'évacuation des eaux nous préconise la nécessité de rehausser le niveau de la surface de chaussée d'au moins 40 cm au-dessus du terrain naturel pour mettre la route au-dessus du Niveau la Plus Haute d'Eau (NPHE). Cette configuration est également nécessaire pour planter les dalots en béton traversant la route, le fil d'eau de ces ouvrages devant être au moins au même niveau que le terrain naturel, leur hauteur libre intérieure devant aussi être au minimum 80 cm pour permettre leur entretien et leur curage manuel.

Notons que le remblai pour reconstituer la plateforme dans le cas de sol compressible, rehausser le niveau général de la route en formant la partie supérieure de terrassement



conformément aux plans, sera constitué de matériaux d'emprunt conformément à la facilité d'accès aux gîtes.

Des extraits du profil en long sont présentés en *Annexe 3*.

IV.8. 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. Le marquage des chaussées n'est pas obligatoire, sauf sur autoroute et route express.

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.

IV.8.1. 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 tout 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 8*.

IV.8.2. 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 V : Etudes géotechniques

Une étude des matériaux utilisables et de leurs localisations nous permettra de bien cerner ceux qu'on devrait utiliser pour la structure de la chaussée. Leur qualité et quantité en seront les principaux critères de choix des gisements à exploiter.

D'une part, l'étude quantitative permettra de nous informer sur les gisements exploitables, et elle se basera sur des critères d'accessibilité et de cubatures.

D'autre part, l'étude qualitative des matériaux se basera sur des spécifications géotechniques bien définies, et aidera à l'optimisation du choix des matériaux aussi techniquement que rentablement (du niveau durabilité).

V.1. Généralités sur le sol de la zone d'influence

Sur les versants des vallées où la pauvreté pédologique n'a pas empêché la construction de terrasses rizicoles par l'homme, le type de sols limoneux prédomine avec des mélanges variables de sables, de quartzite, d'argiles voire de galets de quartz.

Sur le réseau de bas-fonds denses, la faible pente occasionne la formation de sol alluvionnaire noir et fertile dit « Baiboho » et d'inondations fréquentes en zones mal drainées.

En général, la figure ci-après nous montre les types de sol rencontré dans la région de Menabe :

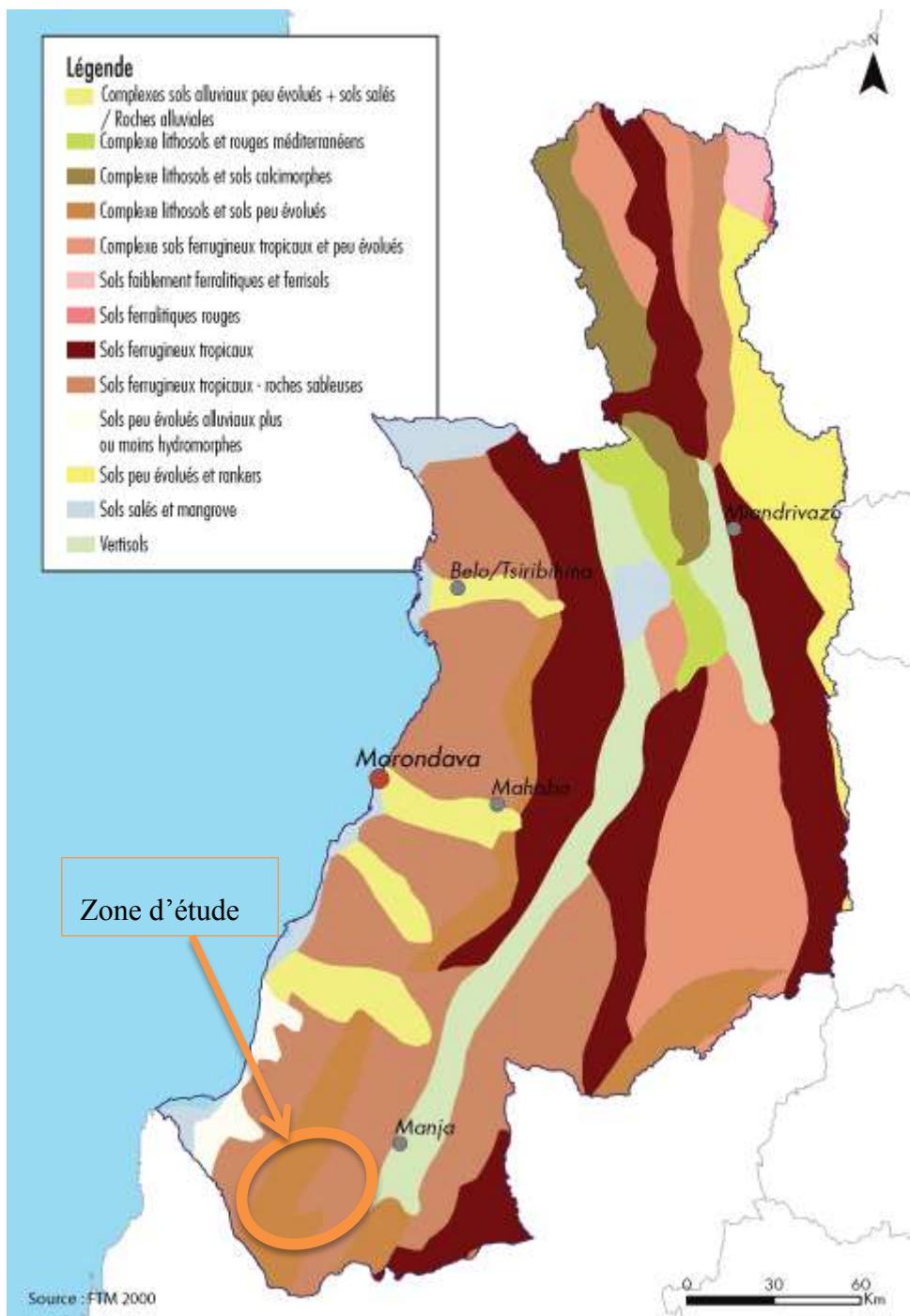


Figure 16 : Les types de sol rencontrés dans la zone d'étude

Source : FTM (2000)

V.2. Les critères géotechniques de spécifications des matériaux

V.2.1. Essais sur les granulats

Afin de déterminer les caractéristiques géotechniques des matériaux sur les échantillons prélevés sur site, on devrait réaliser les essais suivants :



- 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.2.1.1. Granulométrie par tamisage : NF P 94-056

L'objectif est de déterminer la distribution pondérale des particules d'un sol suivant leur dimension. Elle est adaptée à l'élément supérieur à 80µm par fractionnement en plusieurs catégories de grains de taille décroissante par tamisage. A la fin de l'essai, la distribution pondérale des grains et la courbe granulométrique propre à chaque échantillon sont synthétisés dans des fiches et courbes de résultats.

V.2.1.2. 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.2.1.3. Essais Proctor modifié : NF P 94-093

Il s'agit de déterminer la valeur de densité $\gamma_{d \max}$ et de la teneur en eau optimale notée W_{OPM} . 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 conventionnels.



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.2.1.4. Essais de portance CBR : NF P 94-078

Il s'agit de déterminer l'indice portant ICBR à 4jours 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 rapportés aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

V.2.1.5. 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.2.1.6. 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.2.1.7. 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 $e_i = \frac{d_i}{1,58}$. Le coefficient d'aplatissement (CA) est obtenu du rapport de la somme masse des passants à la grille de chaque écartement correspondante et celle des sous classes granulaires.

V.2.2. 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.2.2.1. *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 Pénétromètre à bitume.

V.2.2.2. *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.2.2.3. *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.2.2.4. *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 œuvre 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.2.2.5. *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.2.2.6. *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.2.2.7. *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.2.2.8. *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.3. Les matériaux et leurs spécifications

V.3.1. Remblais

Par définition, l'édification de remblai routier se fait par des matériaux extraits des emprunts qui sont des gisements meubles. Ils sont spécialement utilisés pour rehausser le profil de la chaussée.

Techniquement, les sols pour remblais devraient avoir les spécifications qualitatives requises suivantes :

- Pourcentage de matière organique : Mo% = 0% ;
- Limite de liquidité : WL < 60 ;



- Indice de plasticité : $Ip < 25$;
- Poids volumique sec à l'OPM : $\gamma_{d,opm} \geq 16,5 \text{ KN/m}^3$;
- Gonflement linéaire : $G\% < 2\%$;
- Indice CBR : $CBR > 10$;
- Granulométrie : $\emptyset_{max} \leq 80 \text{ mm}$.

V.3.2. Couche de forme

La couche de forme est une partie intégrale si besoin éventuel de la chaussée, en effet elle est nécessaire pour l'amélioration de la portance du sol de la plateforme. Elle est habituellement réalisée en sol naturel. Qualitativement, les Matériaux qu'on sélectionnera doivent avoir les spécifications suivantes :

- Indice de plasticité : $Ip \leq 20$;
- Indice CBR : $CBR > 15$ (compactage à 95 % de l'OPM) ;
- Gonflement linéaire au moule : $G\% \leq 1\%$.

Notons que le contrôle géotechnique se fait tous les $1\ 500 \text{ m}^3$ de matériaux exploités.

V.3.3. Couche de fondation

La couche de fondation a pour rôle de diminuer les charges transmises au sol de plateforme et d'assurer la transition entre celle-ci et les couches supérieures de la chaussée.

Pratiquement, la Couche de fondation est généralement réalisée en sol naturel pour un souci économique. Ce dernier est aussi appelé Matériaux sélectionnés, dont les spécifications de sélection sont les suivantes :

- Matière organique et divers détritus : $Mo\% = 0\%$;
- Indice de plasticité : $Ip \leq 12$;
- Poids volumique sec à l'optimum : $\gamma_{d,opm} \geq 19 \text{ KN/m}^3$;
- Indice CBR : $CBR \geq 20$;
- Gonflement linéaire : $G\% < 1\%$;
- Pourcentage des fines : $10 < \%F < 35$;

Remarquons que les matériaux de la couche de fondation doivent être contrôlés géotechniquement tous les $1\ 000 \text{ m}^3$ de matériaux exploités.



V.3.4. La couche d'accrochage

Par définition, la couche d'accrochage 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 10 : Spécifications des émulsions cationiques

CARACTERISTIQUES	RAPIDE			SEMI-RAPIDE			LENTE			SUR-STABILISEE	
	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 15	> 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	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1
- particule comprises entre 0,63mm et 0,16mm	<0,25	<0,25	<0,25	<0,25	<0,25	<0,25	<0,25	<0,25	<0,25	<0,25	<0,25



CARACTERISTIQUES	RAPIDE			SEMI-RAPIDE			LENTE			SUR-STABILISÉE	
	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
Stabilité au stockage par décantation	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5
Adhésivité :											
- émulsion à stockage limité											
1 ^{ère} partie de l'essai	≥ 90	≥ 90	≥ 90	≥ 90	≥ 90	≥ 90	-	-	-	-	-
2 ^{ème} partie de l'essai	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 75	-	-	-	-	-
- émulsion stockable				≥ 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

V.3.5. Couche de base

La couche de base répartit les charges à la couche adjacente, les matériaux en couche de base sont nombreux, à citer :

- Les graveleux latéritiques naturels ;
- Les graves naturelles 0/20, 0/40 ou 0/31⁵ ;
- La grave-bitume ;
- La grave-émulsion ;
- La grave-ciment ;



- Les graveleux latéritiques améliorés au ciment ou à la chaux ;
- Les graveleux latéritiques traités au ciment ou à la chaux ;
- Les bétons de sols ;
- Les sables argileux traités au ciment ou à la chaux ;
- Les sables argileux améliorés au ciment ou à la chaux ;
- Les sols-ciment ;
- Les sols-chaux ;
- Le sable-bitume.

La pratique préconise l'utilisation de GCNT ou Grave Concassée Non Traitée pour la composition de la couche de base si aucun traitement ni amélioration n'est nécessaire. Les spécifications techniques de ces matériaux sont les suivantes :

- Terres, matières organiques et de détritus divers : Mo% = 0% ;
- Indice CBR : $CBR \geq 80$ pour une densité sèche correspondant à 95% de l'OPM ;
- Indice de plasticité : $Ip < 5$;
- Equivalent de Sable : $ES > 40$;
- Coefficient Los Angeles : $LA \leq 35$;
- Micro Deval humide : $MDE \leq 25$;
- Coefficient d'aplatissement : $CA < 25$.

Les fuseaux granulométriques de spécifications pour les calibres de GCNT peuvent être les suivants :

Tableau 11 : Fuseaux granulométriques de spécification de GCNT

Dimension des tamis [mm]	% des passants		
	0/20	0/31 ⁵	0/40
40	100-100	100-100	95-100
31 ⁵	100-100	95-100	85-97
20	95-100	64-90	65-90
10	55-82	40-70	40-75
6 ³	42-70	30-60	30-63
4	32-60	25-52	25-55
2	22-49	20-42	20-45
0,5	11-30	10-26	12-30
0,2	7-20	6-18	7-20
0,08	4-10	2-10	4-12

Les courbes granulométriques représentant ces fuseaux sont les suivantes :

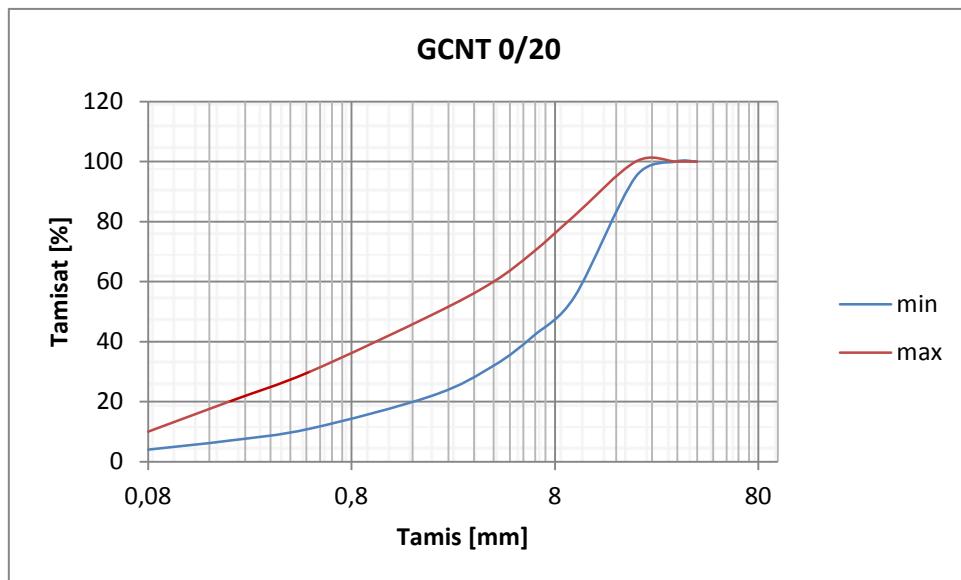


Figure 17 : Courbe granulométrique – Fuseau de spécification du GCNT 0/20

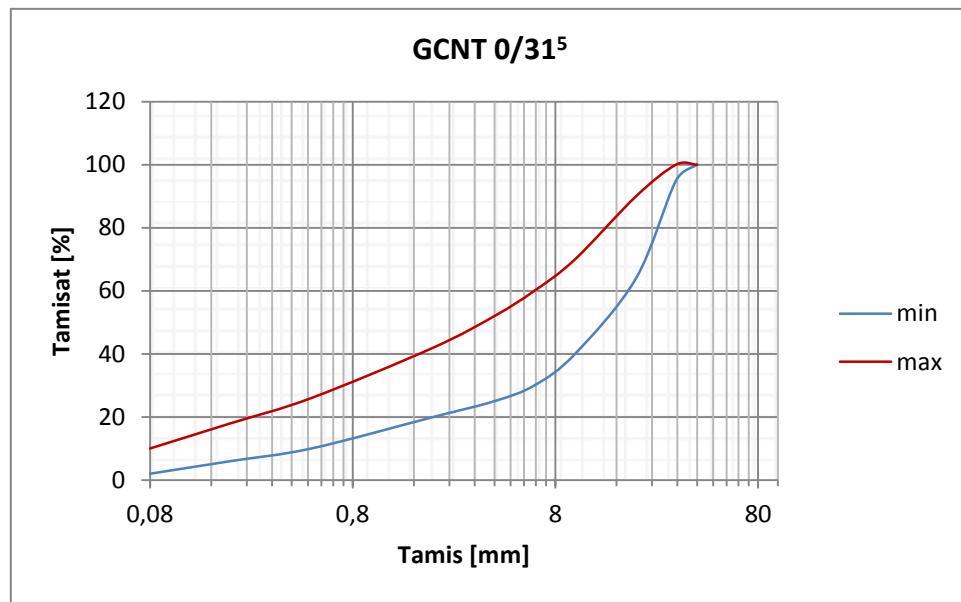


Figure 18 : Courbe granulométrique – Fuseau de spécification du GCNT 0/31⁵

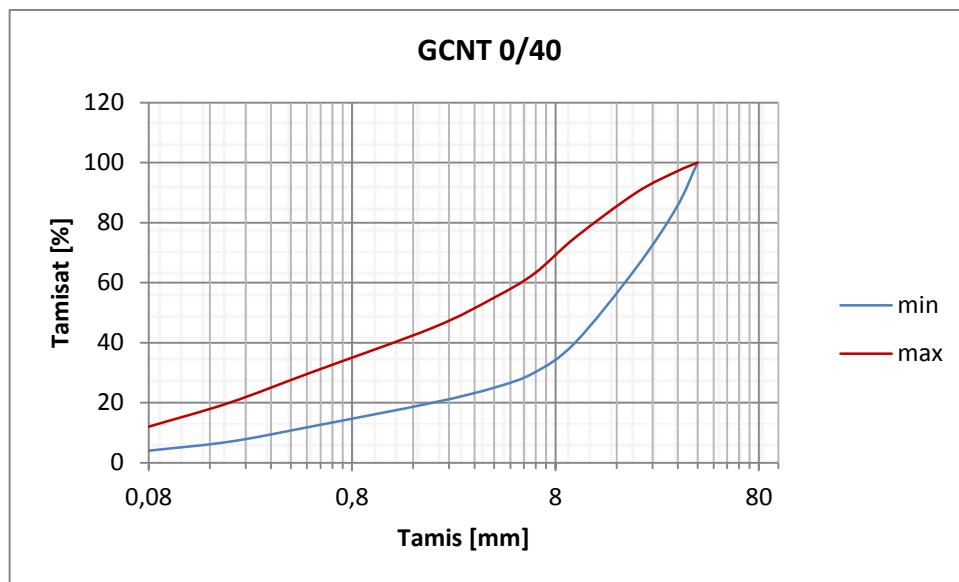


Figure 19 : Courbe granulométrique – Fuseau de spécification du GCNT 0/40

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

V.3.6. La couche d'imprégnation

Par définition une imprégnation consiste à répandre sur une assise du corps de chaussée terminée un liant hydrocarboné qui l'imprègne par capillarité. L'imprégnation n'intéresse qu'une faible épaisseur de la couche traitée : 1 à 2cm en général, parfois moins.

L'imprégnation vise à imperméabiliser la surface de la couche supérieure d'un corps de chaussée. On peut aussi imprégner une plateforme pour la protéger des intempéries.

L'imprégnation permet de réaliser la bonne adhérence d'une couche bitumineuse sur une couche sans liant hydrocarboné. L'opération habituelle est celle d'une couche de base sur laquelle on exécute un revêtement bitumineux.

Le cas le plus courant est la réalisation de l'imprégnation en couche de bitume fluidifié dont les spécifications sont résumées dans le tableau suivant en rapport aux différentes classes :

**Tableau 12 :** Spécifications des bitumes fluidifiés ou Cut-back par un diluant pétrolier

CARACTERISTIQUES	UNITE	CLASSE				
		0-1	10-15	150-250	400-600	800-1400
Pseudo viscosité mesurée au viscosimètre à 25°C : ✓ d'orifice 4mm ✓ d'orifice 4mm ✓ d'orifice 4mm	s	< 30 - -	10 à 15 - -	150 à 250 - -	400 à 600 - -	- 80 à 200
Densité relative à 25°C	-	0,90 à 1,02	0,90 à 1,04	0,90 à 1,04	0,90 à 1,04	0,90 à 1,04
Distillation fractionnée, fraction distillant au-dessous de : ✓ 190°C ✓ 225°C ✓ 315°C ✓ 360°C	-	< 9 10 à 27 30 à 45 < 47	- < 11 16 à 28 < 32	- < 3 6 à 15 < 20	- < 2 5 à 12 < 15	- < 2 3 à 11 < 13
Pénétrabilité à 250°C du résidu à 360°C de la distillation	1/10 mm	80 à 250	80 à 250	80 à 200	80 à 200	80 à 200
Point d'éclair	°C	A : 21 << 55 B : ≥ 55	A : 21 << 55 B : ≥ 55	≥ 55	≥ 55	≥ 55

Source : Norme NF T 65-002

La pratique préconise l'utilisation de la classe de bitume fluidifié 0/1 pour la réalisation de l'imprégnation en construction routière locale.

V.3.7. Couche de revêtement

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'accélérations ou de freinage des véhicules ;
- supporte les conditions climatiques : intempéries, chaleur intense, ...

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



V.3.7.1. *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 ;
- Propreté : Propreté < 0,5%.

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

V.3.7.2. *Le bitume pur*

Le bitume est d'origine animale et 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'asphalthène 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 13 : Les spécifications du bitume pur

SPECIFICATIONS	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		



SPECIFICATIONS	UNITE	CLASSE DU BITUME				
		180-220	80-100	60-70	40-50	20-30
Point éclair	°C	> 230	> 230	> 230	> 250	> 250
Teneur en paraffine	% (mm)	< 4,5				

Source : Cours MDC (2013)

Remarquons que pratiquement, les bitumes 180-220 sont essentiellement utilisés pour la fabrication d'émulsions et la réalisation d'enrobé fin mis en œuvre en couche mince. Par contre, les bitumes plus durs comme les classes 80-60, 60-70 et 40-50 sont surtout destinés à la confection des Enrobés Denses, des Bétons Bitumineux et des Graves Bitumes.

V.4. La plate-forme de la chaussée

Des sondages sous chaussée ont été effectuées sur toute la longueur de l'itinéraire, ce qui a permis de déterminer la portance des sols et de classer les tronçons de route en différentes parties homogènes du point de vue de la résistance en utilisant les classifications du CEBTP français qui se basent sur l'indice CBR du sol tel que :

- Classe S1 → CBR < 5 ;
- Classe S2 → 5 < CBR < 10 ;
- Classe S3 → 10 < CBR < 15 ;
- Classe S4 → 15 < CBR < 30 ;
- Classe S5 → 30 < CBR.

Tableau 14 : Caractéristiques et classification des zones d'études

ZONE HOMOGENE	PK DEB	PK FIN	Linéaire [Km]	NATURE PLATEFO RME	Identification			Classification			Portance		
					%F	W _L	I _P	HRB	L.P.C	GTR	CBR	%G	Classe
ZONE 1	223+ 573	241+ 173	17,600	LS à SL	15 à 51	19 à 42,1	6,7 à 17,1	A2-4 A2-6 A6	SA Sp	A2 B6/A1 B5	17 à 27	0,04 à 0,8	S4
ZONE 2	241+ 173	242+ 173	1,000	AS grise jaunâtre	50	60,8	30,2	A7-5	At	A3	4	3,1	S1



ZONE HOMOGENE	PK DEB	PK FIN	Linéaire [Km]	NATURE PLATEFORME	Identification			Classification			Portance		
					%F	W _L	I _P	HRB	L.P.C	GTR	CBR	%G	Classe
ZONE 3	242+173	250+223	8,050	SL rouge à SA blanchâtre	45 à 58	26,6 à 46,1	10 à 18,2	A6 A4 A7-6	SA Ap Sl	A1 A2	12 à 16	0,37 à 3,87	S3/S4

Source : LNTPB 2015

Avec :

- LS : signifie limon sableux ;
- SL : sable limoneux ;
- AS : argile sableuse ;
- SA : sable argileux.

On peut distinguer **3 zones homogènes** du point de vue de la résistance du sol de la plateforme et l'existence de sols très compressibles correspondant aux classes S1 et S2 avec un indice CBR inférieur à 10, est recensée sur une longueur importante de 1 km.

V.5. Les gisements meubles et rocheux

V.5.1. Les gites et emprunts

Les investigations ont relevé au total treize gisements meubles utilisables en couche de fondation et emprunts : PK 196+803 ; PK 200+039 ; PK 202+643 ; PK 211+903 ; PK 212+203 ; PK 212+688 ; PK 214+699 ; PK 224+773 ; PK 229+193 ; PK 238+273 ; PK 268+603 ; PK 268+773 ; PK 268+973.

Le tableau ci-dessous récapitule les localisations de chaque gisement utilisable en couche de fondation et couche de forme environnant le tronçon que nous avons à étudier avec les résultats des essais de laboratoire ainsi que leurs spécifications géotechniques :

**Tableau 15 : Gisements meubles**

Gîtes	PK	Coordonées GPS	Nature	%F	I _P	HRB	LP	γ_{dmax} [KN/m ³]	ICBR 4 j	%G	Cubatures [m ³]
G8	224+773 CD/CG	38K 0392298 UTM 7611225	Sable limoneux rougeâtre + sable argileux rougeâtre	24 à 26	9,7 à 10,1	A2-4	SA	20,95 à 21,2	34	0,06 à 0,07	> 50 000
G10	229+193 CD/CG	38K 0393329 UTM 7615551	Sable limoneux rouge	28	9	A2-6	SA	21,4	32	0,17	> 15 000
G12	238+273 CD/CG	38K 0401228 UTM 7621123	Sable limoneux rouge jaunâtre	26 à 28	8,8 à 10,2	A2-4	SA	20,15 à 20,75	27 à 30	0,09 à 0,12	60 000

Source : LNTPB octobre 2015

Il en ressort que les matériaux locaux sont disponibles en quantité au niveau local tandis que les produits de quincaillerie devront être acheminés à partir de Toliara. Par ailleurs, l'entreprise chargée de l'exécution du projet sera invitée à examiner en détails la quantité et la qualité des matériaux locaux disponibles sur place.

Notre choix du gite à utiliser s'axera sur la propreté, l'argilosité, le gonflement linéaire et l'indice CBR des roches meubles.

V.5.1.1. *La propreté*

La propreté d'un sol est définie par rapport à sa contenance d'argile. Plus un sol est dit propre, plus il n'est pas argileux.

V.5.1.2. *L'argilosité*

Elle est définie selon l'indice de plasticité du sol étudié :

- $I_P > 20$: sol très argileux ;
- $10 \leq I_P < 20$: sol argileux ;
- $4 \leq I_P < 10$: sol peu plastique ;
- $I_P < 4$: sol non plastique.



Ainsi l'argilosité d'un sol diminue avec son indice de plasticité I_p . En ces sens, tous ces gites sont favorables en présentant des sols en moyenne peu plastiques.

V.5.1.3. *Le gonflement linéaire*

Le pourcentage de gonflement doit être aussi petit que possible pour le choix de bons matériaux.

Le gite G8 possède le pourcentage de gonflement le plus minime : 0,06% à 0,07% ; puis le gite G12 : 0,09% à 0,12%.

V.5.1.4. *L'indice CBR*

Les gisements meubles sont définis tels que :

- Emprunt : $CBR < 20$ (pour les remblais) ;
- Gîte : $CBR \geq 20$ (pour remblais et couche de fondation).

En somme, ajoutée par un indice CBR de 34, le gite G8 sera exploitée pour l'approvisionnement de la chaussée en matériaux meubles. Les Procédés Généraux de Construction nous informent que l'exploitation de gite et carrières se fait tous les 10 km ; ainsi, le gite G12 possédant un indice CBR de 27 à 30 sera aussi exploitée dans le cadre du tronçon de 26,65 km qu'on a étudié.

V.5.2. Les carrières

Au total, durant les investigations, dix carrières rocheuses ont été étudiées, dont trois carrières seulement sont utilisables en couche de base, couche de roulement de chaussée revêtue et granulat pour béton : PK 245+973 au PK 249+973 ; PK 261+543 CG ; PK 264+473 CD.

Le tableau suivant montre les caractéristiques mécaniques des roches de la carrière la plus accessible par rapport au tronçon étudié :

**Tableau 16 : Gisement rocheux**

Carrière	PK	Accès	Nature	LA	MDE	Adhésivité au bitume		Cubature [m ³]
						Sans dope	Avec dope 3‰	
C1	PK 245+973 au PK 249+973 CD	4,5 à 10 Km de l'axe	Calcaire	32	23	≤ 50%	100%	130 000

Etant données les caractéristiques chimiques et mécaniques des roches issues de cette carrière, à savoir LA 32 ($LA < 35$), MDE 23 ($MDE < 25$) et adhésivité au bitume de 100% avec une dope de 3‰; on peut l'utiliser en béton hydraulique ou en couche de base ou en couche de roulement. Toutefois, le scalpage avant concassage est obligatoire dans le cas d'utilisation de cette carrière en matériaux de chaussée et de béton.



CHAPITRE VI : Etude du trafic

Le trafic est la circulation de véhicules sur une route donnée. Le poids des véhicules est transmis à la chaussée sous forme de pression par l'intermédiaire des pneumatiques ; elle est de l'ordre de 0,2 MPa pour une automobile et de l'ordre de 0,66 MPa sous une roue de camion.

Chaque passage de véhicule sur la chaussée entraîne une légère fatigue de la structure et une dégradation de la qualité des surfaces. D'où l'intervention d'un trafic cumulé circulant sur la chaussée durant sa période de service. Il est donc nécessaire de quantifier le trafic en nombre et sur le plan d'agressivité des véhicules.

VI.1. Moyenne Journalière Annuelle des poids lourds (MJA)

C'est le trafic moyen journalier sur 365 jours par voie et par sens du nombre de poids lourds de charge utile supérieure à 5 tonnes. Il est obtenu selon le cas :

- soit par comptage ;
- soit par estimation du trafic basé sur une étude de ce dernier dans la zone d'influence;
- soit par évaluation à partir de méthodes indirectes (transformation du tonnage transporté en trafic).

Un comptage du Groupement 4SL, nous informe sur ce projet, un **MJA = 50 PL** et un **nombre total de véhicules sur deux sens de 381 véhicules**.

VI.2. Classe du trafic

Le trafic est classé par rapport au MJA :

Tableau 17 : Classe de trafic

Classe	T5	T4	T3	T2	T1	T0	TS	TEX
Centre (MJA)			85	200	500	1200	3000	
Limites (MJA)	0 25	50	150	300	750	2000	2500	5000

Source : Guide Technique LCPC – SETRA

Pour un MJA = 50 PL, nous avons un trafic de classe **T4**.



VI.3. Le trafic cumulé (N)

C'est le nombre cumulé de poids lourds dépendant de la durée de service de la route ainsi que du taux d'accroissement du trafic. La formule suivante donne ce nombre cumulé de poids lourds :

$$N = 365 \times MJA \times C \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- $C = \frac{(1+\tau)^d}{\tau}$: facteur de cumul ; $\quad (\text{II.5})$
- $\tau = 8\%$: le taux de croissance géométrique annuel du trafic (une projection exponentielle à « scénario haut » - Source : Cours de Route 2 [2014]), qui correspond au taux d'accroissement économique atteint par le pays avant l'année 2015 ;
- $d = 15$ ans : la durée de vie estimée de la route.

Ainsi :

$$N = 365 \times 50 \times \frac{(1+0,08)^{15}}{0,08}$$

$$\mathbf{N = 327222,5 PL}$$

VI.4. Le trafic cumulé corrigé (N')

Dans ce trafic intervient des coefficients correcteurs à savoir :

- $\alpha = 0,85$: coefficient correcteur du taux de croissance du trafic (8%);
- $\beta = 1$: coefficient correcteur de durée de vie (15 ans).

En effet, le tableau suivant donne les valeurs de α et β selon respectivement le taux d'accroissement du trafic et de la durée de vie du projet :

Tableau 18 : Paramètre β par rapport à la durée de vie

Durée de vie [années]	β
8	0,36
10	0,50
15	1,00
20	1,80

**Tableau 19 :** 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 (2014)

Rationnellement :

$$N' = N \times \alpha \times \beta \quad (\text{II.6})$$

Numériquement :

$$N' = 327222,5 \times 0,85 \times 1$$

$$\mathbf{N' = 278139,1 PL}$$

VI.5. Le nombre d'essieu standard (NE)

Il est obtenu à partir du trafic cumulé et du Coefficient d'Agressivité Moyenne des poids lourds.

Ce coefficient est fonction de la classe du trafic :

Tableau 20 : CAM en fonction du trafic

Classe du trafic	T5	T4	T3+	T3-
CAM	0,4	0,5	0,7	0,8

Source : Cours de Route 2 (2014)

Pour un trafic T4, CAM = 0,5



On sait que :

$$NE = N' \times CAM \quad (II.7)$$

Donc, numériquement :

$$NE = 278139,1 \times 0,5$$

$$\mathbf{NE = 1,3907 \times 10^5 ESE}$$

Récapitulation des caractéristiques du trafic :

Tableau 21 : Les caractéristiques du trafic

MJA	CLASSE	N' [PL]	CAM	NE [ESE]
50	T4	278139,1	0.5	1,3907x 10 ⁵



CHAPITRE VII : Dimensionnement de la chaussée

Le dimensionnement de la structure de chaussée consiste à déterminer le nombre et l'épaisseur des différentes couches constituant la chaussée, en fonction du trafic. Explicitement, déterminer l'épaisseur, la nature et les caractéristiques des matériaux pour que la chaussée puisse supporter les charges et les agressions physiques.

Deux méthodes de dimensionnement seront utilisées dans le cas de ce projet pour plus de précision quant au choix de la solution retenue : méthode LCPC et LNTPB, des méthodes qui sont applicables à Madagascar.

VII.1. Méthode LCPC

La méthode LCPC est une méthode rationnelle définie par le « Guide Technique de Conception et Dimensionnement des structures de chaussées », développée par SETRA – LCPC en Décembre 1994. Elle se fonde sur la comparaison des déformations ou les contraintes calculées à partir du trafic sous l'essieu de référence avec les limites admissibles des matériaux constitutifs de la chaussée.

VII.1.1. Caractéristiques du trafic

On a obtenu précédemment dans l'étude du trafic, selon le *Tableau 21 : Les caractéristiques du trafic* que :

- la classe du trafic est : T4 ;
- le nombre d'essieu standard corrigé $NE = 1,3907 \times 10^5$ ESE

VII.1.2. Classe de la plateforme support

La méthode LCPC classe la plateforme support suivant le module de déformation à la plaque E_{v2} . Cette caractérisation de la plateforme est une nécessité pour qu'elle puisse assurer son rôle, c'est-à-dire supporter les déformations et les contraintes y appliquées.

Dans notre cas, le Guide Technique LCPC la classe comme suit dans le cas de massif homogène :

**Tableau 22 :** Classification de la plateforme support

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

Source : Guide Technique LCPC - SETRA

D'autre part, on a :

$$Ev_2 = 5 \times CBR \text{ [MPa]} \quad (\text{II.8})$$

Numériquement :

- Pour la plateforme de CBR = 17,

on a $Ev_2 = 5 \times 17$

Ev₂ = 85 MPa

- Pour la plateforme de CBR = 4,

on a $Ev_2 = 5 \times 4$

Ev₂ = 20 MPa

- Pour la plateforme de CBR = 12,

on a $Ev_2 = 5 \times 12$

Ev₂ = 60 MPa

Le tableau suivant récapitule les résultats de classes des plateformes :

Tableau 23 : Résultats de classification des plateformes support

ZONE HOMOGENE	PK DEBUT	PK FIN	CBR	CBR (cas défavorable)	Ev ₂ [MPa]	CLASSE
Zone 1	223+573	241+173	17 à 27	17	85	PF2
Zone 2	241+173	242+173	4	4	20	PF1
Zone 3	242+173	250+223	12 à 16	12	60	PF2



VII.1.3. Nature et épaisseur de chaque couche

VII.1.3.1. *La couche de roulement*

La nature et l'épaisseur de cette couche sont choisies dépendamment de la classe du trafic et de la durée de vie de la route. Le tableau suivant nous en renseigne :

Tableau 24 : Nature et épaisseur de la couche de roulement fonction du trafic

Classe du trafic	Type de couche de roulement	
	Durée de vie < 10ans	Durée de vie > 10ans
T5	ES	ES
T4-T3	ES	6 BB
T2	ES ou 4 à 5 BB	6 BB
T1	6 BB	8 BB

Source : Guide Technique LCPC - SETRA

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 trafics. 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.

VII.1.3.2. *La couche de base*

Pratiquement, la **GCNT** est la plus utilisée comme couche de base pour les assises non traitées. Parmi ses trois catégories de qualité, nous allons choisir la meilleure, donc la catégorie 1, dans le but d'assurer une bonne cohésion et portance.

D'une part, le tableau qui suit renseigne le calibre du GCNT :

**Tableau 25 :** Dimension et CA du GCNT fonction du trafic

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

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

D'autre part, l'épaisseur minimale de la couche de base dépend de la valeur du trafic cumulé, donnée par le tableau qui suit :

Tableau 26 : Epaisseur de la couche de base fonction du trafic cumulé

Trafic cumulé NE [ESE]	< 10^5	$\geq 10^5$
Epaisseur minimale de la couche de base [cm]	15	20

Source : Guide technique LCPC – SETRA

Ainsi, pour notre classe T4 de trafic, et pour un cumulé de $1,3907 \times 10^5$ [ESE] on utilisera du **GCNT 0/20** d'épaisseur **20 cm** et de catégorie 1.

VII.1.3.3. La couche de fondation

En tenant compte des disponibilités des matériaux rocheux existants d'une part et les caractéristiques géotechniques des sols de plateformes d'autre part, on adoptera une couche de fondation en **Matériaux Sélectionnés**, en **TVC** ou en **GCNT**.

En effet, la reconnaissance détaillée du site a relevé pour ce tronçon beaucoup de zones susceptibles de fournir des quantités de matériaux latéritiques utilisables en couche de fondation, à citer :

- au PK 224+773 ;
- au PK 229+193 ;
- au PK 238+273.



Les caractéristiques géotechniques de ces gîtes sont respectivement récapitulées dans le **Tableau 15 : « Gisements meubles ».**

Nous constatons que les sols de plate-forme du projet sont essentiellement composés de Sable limoneux (famille SL) et de Sable argileux (famille SA). Ils possèdent une bonne portance avec un indice CBR moyenne de 31. Ces sols des gisements identifiés ci-dessus en majorité de bonne qualité avec une portance satisfaisante conviendront donc en couche de fondation sans traitement avec un compactage à 95% de l'Optimum Proctor modifié.

L'épaisseur de la couche de fondation est déterminée à partir de l'Abaque de dimensionnement « couche de fondation » élaboré par le LCPC – SETRA (*Annexe 1-1*) en fonction du trafic cumulé et de la portance du sol support, tel que :

Tableau 27 : Portance de la plateforme par rapport au CBR

Portance du sol de la plateforme (P)	CBR	Caractéristiques
0	< 3	Sols très déformables et non circulable Sols fins argileux saturés et à faible densité sèche en place
1	3 à 6	Sols déformables, à teneur en eau élevée, réglage difficile
2	6 à 10	Sols sensibles à l'eau
3	10 à 20	Sols peu déformables : sols fins ou grenus à forte proportion de fines, de teneur en eau moyenne ou faible
4	>20	Sols très peu déformables : insensibles à l'eau

Source : Guide Technique LCPC-SETRA

Après lecture de l'abaque, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Résultats des épaisseurs de la couche de fondation

ZONE HOMOGENE	PK DEBUT	PK FIN	CBR SOL SUPPORT	PORTANCE DU SOL SUPPORT	H _f [cm]
Zone 1	223+573	241+173	17 à 27	3	20
Zone 2	241+173	242+173	4	1	25
Zone 3	242+173	250+223	12 à 16	3	25

Avec H_f : épaisseur de la couche de fondation.



VII.1.3.4. La couche de forme

On cherche pour la couche de forme des objectifs à court terme et à long terme :

- à court terme, elle doit permettre de mettre en place, dans de bonnes conditions, les couches de chaussée et doit présenter des qualités d'uni, de résistance aux intempéries, de portance vis-à-vis des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation ;
- à long terme, elle doit procurer une portance homogène, être peu sensible aux fluctuations de l'état hydrique du sol, assure la protection thermique des sols supports gélifs et contribuer au drainage de la chaussée.

De ces faits, la couche de forme assure une transition entre le sol en place ou rapporté et la chaussée. Elle tend à devenir un des éléments de la chaussée, tout autant qu'une partie des terrassements. Elle est pratiquement réalisée en **Matériaux Sélectionnés** avec ses qualités spécifiques sus décrites (*Partie II.3 ci-dessus*).

Pour les sols supports à CBR inférieur à 10, la structure nécessitera une couche de forme d'épaisseur donnée par l'Abaque en *Annexe 1-2*. Le tableau suivant donne l'épaisseur de la couche de forme suivant les valeurs CBR :

Tableau 29 : Résultats des épaisseurs de la couche de forme

ZONE HOMOGENE	PK DEBUT	PK FIN	CBR SOL SUPPORT	H _{cf} [cm]
Zone 1	223+573	241+173	17 à 27	0
Zone 2	241+173	242+173	4	35
Zone 3	242+173	250+223	12 à 16	0

Avec H_{cf} : hauteur couche de forme.

VII.1.4. Structure dimensionnée par la méthode LCPC

Les résultats de dimensionnement de la chaussée par la méthode LCPC sont résumés dans le tableau suivant :

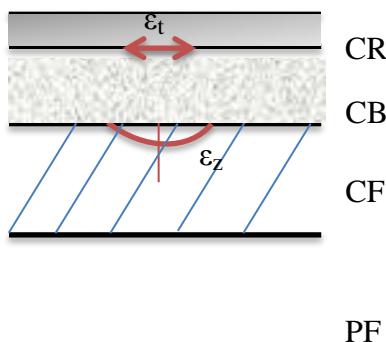
Tableau 30 : Récapitulation des structures dimensionnées par la méthode LCPC

ZONE HOMOGENE	PK DEBUT	PK FIN	CR	CB	CF	Cforme
Zone 1	223+573	241+173	6 BBSG 0/10	20 GCNT 0/20	20 MS	néant
Zone 2	241+173	242+173	6 BBSG 0/10	20 GCNT 0/20	25 MS	35 MS
Zone 3	242+173	250+223	6 BBSG 0/10	20 GCNT 0/20	25 MS	néant

VII.1.5. Vérification des contraintes et déformations (calcul exemplaire : Zone 1)

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. Explicitement, elle consiste à vérifier si :

- la déformation en traction à la base du BBSG est inférieure à la déformation admissible ($\epsilon_t \leq \epsilon_{t,adm}$) ;
- la déformation au poinçonnement sur la base du GCNT, de la couche de fondation et du sol support est inférieure à la déformation admissible ($\epsilon_z \leq \epsilon_{z,adm}$).



VII.1.5.1. Les déformations admissibles

a. La déformation radiale admissible $\epsilon_{t,adm}$

Elle est obtenue à partir de la formule suivante :

$$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_6 (10^\circ; 25Hz) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times \sqrt{\frac{E(10^6 C)}{E(\theta eq)}} \times K_c \times K_r \times K_s \quad (\text{II.9})$$



Avec :

Tableau 31 : Nomination des paramètres de la formule (VII.2)

Paramètres	Description	Données
$\varepsilon_6 (10^\circ; 25Hz)$	Déformation relative	$\varepsilon_6 (10^\circ; 25Hz) = 100\mu d_{\text{déf}}$
NE	Trafic cumulé corrigé	$NE = 1,3907 \times 10^5$
b	Pente inverse	$-1/b = 5$ pour BBSG
$E(10^0C; 10Hz)$	Module E à 10^0	$E(10^0C; 10Hz) = 7200 \text{ MPa}$
$E(\theta_{\text{éq}}; 10Hz)$	Module à température équivalente (25^0C)	$E (25^0C ; 10Hz) = 2450 \text{ MPa}$
K_c	Coefficient de calage	$K_c = 1,1$ pour BBSG
K_r	Coefficient de dispersion	$K_r = 10^{-ub\delta} \quad (\text{II.10})$
K_s	Défaut de portance	$K_s = \frac{1}{1,2} \text{ pour PF1} \quad (\text{II.11})$ $K_s = \frac{1}{1,1} \text{ pour PF2} \quad (\text{II.12})$

Où :

$$\delta = \sqrt{SN^2 + \left(\frac{cSh}{b}\right)^2} \quad (\text{II.13})$$

- $SN = 0,25$ pour BBSG ;
- $c = 2 \text{ m}^{-1}$;
- $Sh = 0,01$ pour $h (h_{\text{BBSG}}) < 0,10 \text{ m}$.
- u : variable aléatoire associée au risque de 25% (cas de matériaux bitumineux de trafic T4 : $u = -0,674$).

Donc :

$$\delta = \sqrt{0,25^2 + \left(\frac{2 \cdot 0,01}{\frac{-1}{5}}\right)^2}$$

$$\delta = 0,27$$

Ainsi :



$$K_r = 10^{-0,674} \cdot \frac{1}{5} \cdot 0,27$$

$$K_r = 0,92$$

On obtiendra :

$$\varepsilon_{t,adm} = 100 \times \left(\frac{1,3907 \times 10^5}{10^6} \right)^{-\frac{1}{5}} \times \sqrt{\frac{7200}{2450}} \times 1,1 \times 0,92 \times \frac{1}{1,1}$$

$$\varepsilon_{t,adm} = 234 \text{ µdéf}$$

b. La déformation verticale admissible $\varepsilon_{z,adm}$

On a :

$$\varepsilon_{z,adm} = A \times (NE)^{-0,222} \quad (\text{II.14})$$

Avec A : déformation permanente égale à 16 000 µdéf pour un trafic moyen (T4)

$$\varepsilon_{z,adm} = 16\,000 \times (NE)^{-0,222}$$

$$\varepsilon_{z,adm} = 16\,000 \times (1,3907 \times 10^5)^{-0,222}$$

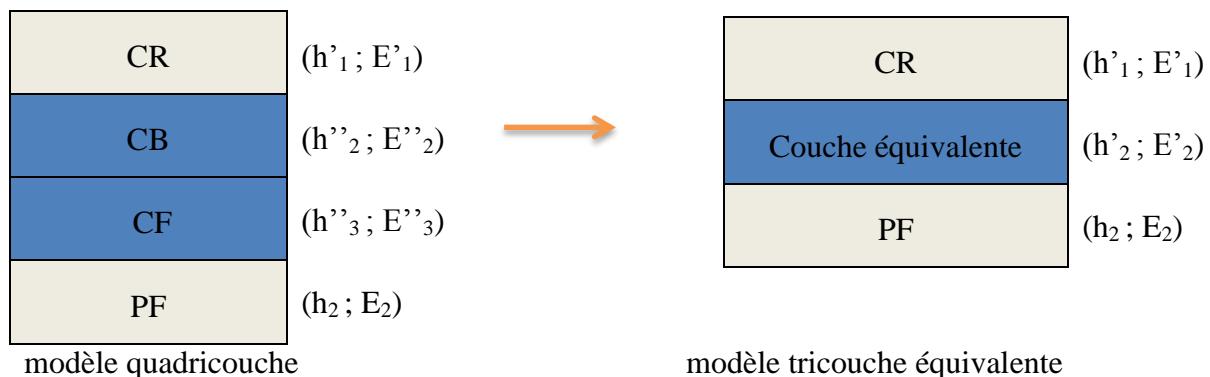
$$\varepsilon_{z,adm} = 1154,31 \text{ µdéf}$$

VII.1.5.2. Les déformations réelles existantes

L'Abaque à interface non glissant (planche N°150) présenté en *Annexe 1-3* nous donne une relation entre E_2 et ε_t ; E_2 et ε_z , nous permettant d'obtenir les déformations d'exploitation ε_t et ε_z .

Une modélisation de la structure quadri couche en une structure bicouche est donc nécessaire.

a. Modélisation en tricouche





D'une part :

- Couche de roulement : $h'_1 = 6 \text{ cm}$, $E'_1 = 2450 \text{ MPa}$ [E_{BBSG}(25° C; 10Hz)];
- Couche de base : $h''_2 = 20 \text{ cm}$, $E''_2 = 600 \text{ MPa}$ (GCNT catégorie 1) ;
- Couche de fondation (MS) : $h''_3 = 20 \text{ cm}$, $E''_3 = 150 \text{ MPa}$;
- Plateforme : $h_2 = \infty$, $E_2 = 85 \text{ MPa}$ (5CBR).

D'autre part :

$$\left\{ \begin{array}{l} h'_2 = h''_2 + h''_3 \\ E'_2 = n \cdot E''_2 \end{array} \right. \quad (\text{II.15})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h'_2 = h''_2 + h''_3 \\ E'_2 = n \cdot E''_2 \end{array} \right. \quad (\text{II.16})$$

Avec

$$n = \left[\frac{1 + \frac{\varphi}{3\sqrt{k}}}{1 + \varphi} \right]^3; \varphi = \frac{h''_3}{h''_2} \text{ et } k = \frac{E''_2}{E''_3} \quad (\text{II.17}) ; (\text{II.18}) \text{ et } (\text{II.19})$$

Numériquement :

$$\bullet \quad \varphi = \frac{20}{20}$$

$$\varphi = 1$$

$$\bullet \quad k = \frac{600}{150}$$

$$k = 4$$

$$\bullet \quad n = \left[\frac{1 + \frac{1}{3\sqrt{4}}}{1 + 1} \right]^3$$

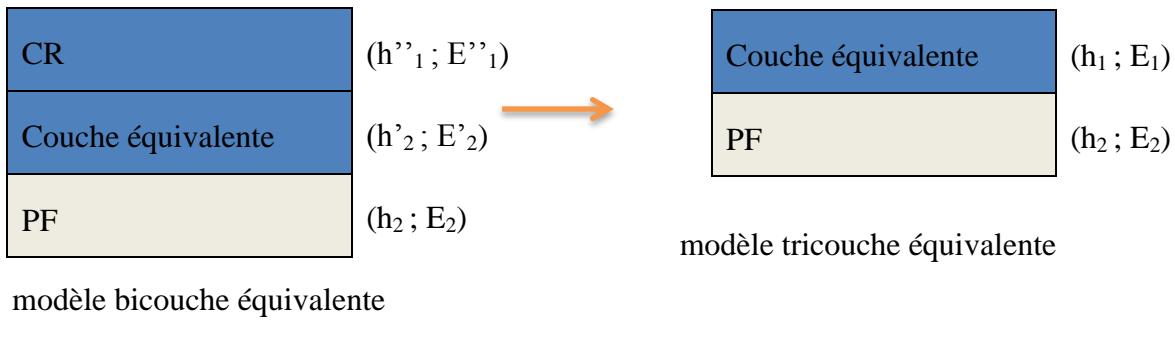
$$n = 0,93$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} h'_2 = 20 + 20 = 40 \text{ cm} \\ E'_2 = 0,54 \times 600 = 324,78 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$E1/E2 < 5$$

b. Modélisation en bicouche :



En suivant le même raisonnement et procédé de calcul, nous obtenons :

$$\begin{cases} h_1 = 40 + 6 = 46 \text{ cm} \\ E_1 = 0,19 \cdot 2450 = 462,89 \text{ MPa} \end{cases}$$

La lecture de l'abaque LCPC pour $h = h_1 = 46$ et $\frac{E_1}{E_2} = \frac{462,89}{85} = 5,54$ nous donne :

$$\begin{cases} E_2 \cdot \varepsilon_t = 0,19 \\ E_2 \cdot \varepsilon_z = 0,55 \end{cases}$$

Nous obtenons :

$$\begin{cases} \varepsilon_t = \frac{0,19}{E_2} = \frac{0,19}{850} = 223,52 \text{ µdég} \\ \varepsilon_z = \frac{0,55}{E_2} = \frac{0,55}{850} = 647,05 \text{ µdég} \end{cases}$$

Par conséquent :

- déformation radiale : $\varepsilon_t = 223,52 \text{ µdég}$
- déformation verticale : $\varepsilon_z = 647,05 \text{ µdég}$

VII.1.5.3. Comparaison et vérification des résultats

Le tableau suivant est une récapitulation des résultats de la vérification des déformations pour chaque zone homogène :

**Tableau 32 : Résultats de vérification des contraintes de déformations**

ZONE	CLASSE PF	DEFORMATION RADIALE [$\mu\text{d}\text{ef}$]		DEFORMATION VERTICALE [$\mu\text{d}\text{ef}$]		OBSERVATIONS	VERIFICATION
		$\varepsilon_{t,adm}$	ε_t	$\varepsilon_{z,adm}$	ε_z		
Zone 1	PF2	234,00	223,52	1154,31	647,05	$\varepsilon_t < \varepsilon_{t,adm}$ et $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,adm}$	conditions vérifiées
Zone 2	PF1	214,50	130,01	1154,31	670,80	$\varepsilon_t < \varepsilon_{t,adm}$ et $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,adm}$	conditions vérifiées
Zone 3	PF2	234,00	211,76	1154,31	588,23	$\varepsilon_t < \varepsilon_{t,adm}$ et $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,adm}$	conditions vérifiées

VII.2. Méthode LNTPB

La méthode LNTPB utilise les Abaques de dimensionnement des chaussées neuves à Madagascar, fonctions de la classe du sol de la plateforme, de la nature et répartition du trafic et du choix des matériaux à mettre en œuvre. Elle consiste à déterminer les épaisseurs réelles de chaque couche à partir de l'épaisseur équivalente lue sur cette Abaque.

VII.2.1. L'épaisseur équivalente

VII.2.1.1. Classe du sol de la plateforme

Cette classe est donnée dans le **Tableau 23 : Résultats de classification des plateformes support.**

VII.2.1.2. Nature et répartition du trafic

Le pourcentage de poids lourds (%PL) nous donne la nature du trafic, tel que :

- si $%PL < 30\%$, alors le trafic est de classe TN ;
- si $%PL \geq 30\%$, alors le trafic est de classe TL.

Avec :

$$\%PL = \frac{N'}{\text{Nombre total de véhicules}} \times 100 \quad (\text{II.20})$$



Où :

- nombre de Poids Lourds (PTC > 3,5T) : $N = 65$ PL (2 sens)
- nombre de Poids Lourds corrigé : $N' = N \cdot \alpha \cdot \beta$ (II.21)
 $N' = 65 \cdot 0,85 \cdot 1$

$N' = 56$ PL (le nombre corrigé des Poids Lourds est obtenu à l'aide des paramètres α et β donné dans le *Tableau 19* et le *Tableau 18*)

- nombre total de véhicules = 381 véhicules.

Numériquement :

$$\%PL = \frac{65}{381} \times 100$$

$$\%PL = 17,06 \%$$

Comme **%PL (17,06%) < 30%**, l'Abaque LNTPB à trafic «TN» est utilisée.

Les épaisseurs équivalentes de chaque couche sont résumées dans le tableau qui suit après lecture de l'Abaque de dimensionnement présenté en *Annexe 1-4* :

Tableau 33 : Épaisseur équivalente

ZONE HOMOGENE	CBR	EPAISSEUR EQUIVALENTE [cm]
Zone 1	17	23
Zone 2	4	37,5
Zone 3	12	26,5

VII.2.2. Les épaisseurs réelles de chaque couche

Elles sont obtenues à partir de la formule :

$$e_{eq} = \sum a_i \times h_i \quad (\text{II.22})$$

$$e_{eq} = a_r \times h_r + a_b \times h_b + a_f \times h_f$$



Où

- a_r , a_b et a_f : représentent respectivement le coefficient d'équivalence du matériau de la couche de roulement, celui de la couche de base et celui de la couche de fondation ;
- h_r , h_b et h_f : représentent leurs épaisseurs respectives.

C'est-à-dire qu'en fixant les valeurs de deux paramètres d'épaisseur, on pourra obtenir l'autre. Pratiquement, cette méthode suggère de se donner l'épaisseur de h_r et de h_b pour calculer h_f en respectant les valeurs minimales permises en épaisseur telle que:

$$h_f = \frac{e_{eq} - (a_b \times h_b + a_r \times h_r)}{a_f} \quad (\text{II.23})$$

VII.2.3. Les coefficients d'équivalence et la nature des matériaux de la structure

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

$$a_i = \sqrt[3]{\frac{E_i}{5000}} \quad (\text{II.24})$$

Ils sont donc fonction de la nature des matériaux à utiliser comme le montre le tableau suivant :

Tableau 34 : Les coefficients d'équivalences

Couches	Matériaux	Coefficient d'équivalence
Couche de roulement	Esb	1,00
	EDC	1,00
	BBM	1,00
	BBSG	2,00
	BBME	2,00
Couche de base	GNCT	1,00
	TVC	1,00
	GB	2,00



Couches	Matériaux	Coefficient d'équivalence
Couche de fondation	MS	0,70
Couche de forme	MS	0,50

Source : Cours de Route 2.

Premièrement, son caractère National et le seuil de bitumage atteint (250 véh/j) pour cette route nous oriente, dans la nature des matériaux à mettre en œuvre en couche de roulement, vers l'utilisation du BBSG. Le coefficient d'équivalence est donc : $a_r = 2$

Deuxièmement, la pratique suggère l'utilisation de la GCNT 0/31⁵ en couche de base. Le coefficient d'équivalence est donc : $a_b = 1$

Troisièmement, l'utilisation de Matériaux Sélectionnés en couche de fondation facilite le transport et ainsi la mise en œuvre, aussi, le projet sera économique vue l'abondance des gîtes environnant le tracé. Le coefficient d'équivalence est donc : $a_f = 0,7$

Finalement, si nécessaire, en couche de forme, on choisira des MS.

VII.2.4. Les épaisseurs minimales

L'épaisseur minimale pour h_r et h_b est telle que :

Tableau 35 : Epaisseur minimale de la couche de roulement et de base

Couche	Trafic N [véh/j]	CBR de la CF	Epaisseur minimale [cm]	Matériaux
Roulement	10	-	1	ES monocouche
	20 à 100	-	2	
	≥ 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 de Route 2 (2014)



On va prendre comme épaisseur :

- pour la couche de roulement : $h_r = 4 \text{ cm}$;
- pour la couche de base : $h_b = 15 \text{ cm}$.

VII.2.5. Structure dimensionnée par la méthode LNTPB

Après calcul de la formule (VII.16), on a les épaisseurs réelles de chaque couche de chaque zone homogène :

Tableau 36 : Les épaisseurs réelles obtenues

Zone homogène	CBR Plateforme	Epaisseur équivalente [cm]	CR	CB	CF (Valeurs réelles théoriques)	h_{totale} [cm]
Zone 1	17	23	4 BBSG	15 GCNT 0/31 ⁵	0 MS	21
Zone 2	4	37,5	4 BBSG	15 GCNT 0/31 ⁵	21 MS	45
Zone 3	12	26,5	4 BBSG	15 GCNT 0/31 ⁵	5 MS	26

Pratiquement, pour pouvoir considérer une couche comme indépendante, la condition suivante doit être respectée : épaisseur $> 2,5 \times \phi_{max}$. Dans le cas échéant, elle sera ajoutée à la couche adjacente.

Dans notre cas, les valeurs pratiques pour la couche de fondation et la structure de la chaussée sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 37 : Récapitulation des structures dimensionnées par la méthode LNTPB

Zone homogène	CR	CB	CF	h_{totale} [cm]
Zone 1	4 BBSG	15 GCNT 0/31 ⁵	néant	21
Zone 2	4 BBSG	15 GCNT 0/31 ⁵	21 MS	45
Zone 3	4 BBSG	20 GCNT 0/31 ⁵	néant	26

VII.2.6. Vérifications des contraintes (modèle de calcul : Zone 1)

Le principe de vérification consiste à étudier l'admissibilité de l'épaisseur réelle calculée de la chaussée. Pour ce faire, nous allons calculer et comparer si les contraintes radiales



de traction σ_r à la base de la couche de revêtement (BBSG) et les contraintes verticales de compression σ_z au niveau du sol de plateforme sont inférieures à celles admissibles ($\sigma_r < \sigma_{r,adm}$ et $\sigma_z < \sigma_{z,adm}$).

VII.2.6.1. Les contraintes admissibles

a. Les contraintes radiales $\sigma_{r,adm}$

La contrainte de traction admissible au niveau du revêtement ou des couches liées est donnée par le guide de dimensionnement des chaussées neuves. À titre indicatif pour les pays tropicaux, elle est de 1 à 1,5 MPa pour le BBSG. Le cas défavorable ($\sigma_{r,adm} = 1 \text{ MPa}$) sera retenu dans la suite de cette étude.

b. Les contraintes verticales $\sigma_{z,adm}$

Cette contrainte est calculée selon la formule de DORMON-KERCHOVEN :

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,3 \times CBR}{1 + 0,7 \cdot \log N'} \quad (\text{II.25})$$

Avec

- N' : nombre de poids lourds à l'année de service ($N' = 56\text{PL/j}$) ;
- CBR : indice CBR de la plateforme. (CBR = 17).

Numériquement :

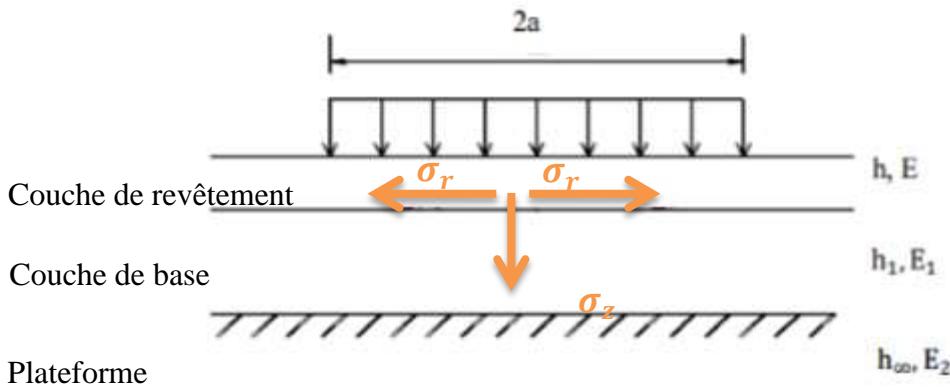
$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,3 \times 17}{1 + 0,7 \cdot \log 56}$$

$$\sigma_{z,adm} = 5,1 \text{ bar} = 0,51 \text{ MPa}$$

VII.2.6.2. Les contraintes réelles existantes (σ_z et σ_r)

Elles sont obtenues à partir des Abaques de Jeuffroy-Bachelez (Annexe 1-5). Ces dernières sont fonctions de $\frac{E_1}{E_2}$ et de deux paramètres α et β qui donnent respectivement les valeurs de $(\frac{\sigma_z}{q})$ et de $[\frac{\sigma_r}{q}(\frac{E_1}{E})^2]$; les contraintes recherchées en sont déduites.

D'une part, cette méthode utilise une structure tricouche représentée comme suit :



Avec

- $a = 12,5 \text{ cm}$: rayon d'empreinte des pneus (essieu standard jumelé de 13T) avec une pression de $q = 6,62 \text{ bar} (0,662 \text{ MPa})$;
- h et E : respectivement épaisseur et module d'élasticité de chaque couche (la plateforme supposée une couche infinie)

Donc une modélisation dans le cas d'une structure quadri couche en tri couche est nécessaire. On peut fusionner deux couches de même coefficient de poisson en une couche unique tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = h_1 + 0,9 \times h'_1 \times \sqrt[3]{\frac{E'_1}{E_1}} \\ E = E_1 \end{array} \right. \quad (\text{II.26})$$

$$(\text{II.27})$$

CR	$(h_1 ; E_1)$
CB	$(h'_1 ; E'_1)$
CF	$(h_1 ; E_1)$
PF	$(h_2 ; E_2)$

Modèle quadri couche



Céquivalente	$(h ; E)$
CF	$(h_1 ; E_1)$
PF	$(h_2 ; E_2)$

Modèle tri couche

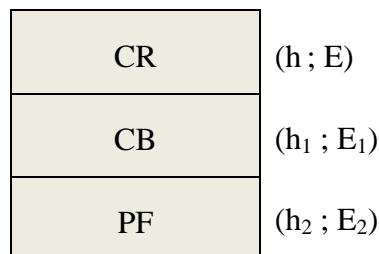
Les modules d'élasticité de différents matériaux fréquemment utilisés sont donnés par le tableau suivant ; remarquons que pour les MS et le sol de la plateforme, ces modules sont obtenus en multipliant par 5 le CBR ($E = 5.\text{CBR}$) :

**Tableau 38 :** Les modules d'élasticités selon la nature de la couche

Couche	Nature de la couche	Module d'élasticité
Couche de roulement	BB	2450
	ES	2500
	Enrobé	2450
Couche de base	GCNT	300 – 500
	Sol-chaux	500 – 1500
Couche de fondation	CBR \geq 40	200
	30 \leq CBR \leq 40	150 – 200
	20 \leq CBR \leq 30	100 - 150

Source : Cours de Route 2 (2014)

Pour le cas de la Zone 1 à structure tricouche :



On a :

- (h ; E) = (4 cm ; 2450 MPa) ;
- (h₁ ; E₁) = (15 cm ; 500 MPa) ;
- (h₂ ; E₂) = (infini ; 85 MPa).

D'autre part,

$$\alpha = \frac{h_1}{a} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{h}{a} \times \sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}} \quad (\text{II.28 et II.29})$$

Numériquement :

- $\alpha = \frac{15}{12,5}$
- $\alpha = 1,2$
- $\beta = \frac{4}{12,5} \times \sqrt[3]{\frac{2450}{6 \cdot 500}}$



$$\beta = 0,44$$

- $\frac{E_1}{E_2} = \frac{500}{85} = 5,88$

La lecture de l'Abaque suivant $\frac{E_1}{E_2}$, nous donne que :

- ✓ pour $\frac{E_1}{E_2} = 3$, on a $\frac{\sigma_z}{q} = 0,26$ et $\frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = -0,15$
- ✓ pour $\frac{E_1}{E_2} = 9$, on a $\frac{\sigma_z}{q} = 0,20$ et $\frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,21$

En interpolant linéairement ces valeurs pour $\frac{E_1}{E_2} = 5,88$; on aura :

$$\begin{cases} \frac{\sigma_z}{q} = 0,231 \\ \frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,0228 \end{cases}$$

Après une application numérique, $\sigma_z = 0,15 \text{ MPa}$ et $\sigma_r = 0,09 \text{ MPa}$

VII.2.6.3. Comparaisons et vérification des contraintes

Le tableau suivant représente les résultats des calculs des contraintes pour chaque zone homogène et leurs vérifications :

Tableau 39 : Résultats de vérification des contraintes de déformations

ZONE	CBR PF	CONTRAINTE RADIALE [MPa]		CONTRAINTE VERTICALE [MPa]		OBSERVATIONS	VERIFICATION
		$\sigma_{r,adm}$	σ_r	$\sigma_{z,adm}$	σ_z		
Zone 1	17	1	0,09	0,51	0,15	$\sigma_r < \sigma_{r,adm}$ et $\sigma_z < \sigma_{z,adm}$	conditions vérifiées
Zone 2	4	1	0,81	0,12	0,07	$\sigma_r < \sigma_{r,adm}$ et $\sigma_z < \sigma_{z,adm}$	conditions vérifiées
Zone 3	12	1	0,28	0,36	0,11	$\sigma_r < \sigma_{r,adm}$ et $\sigma_z < \sigma_{z,adm}$	conditions vérifiées



VII.3. Choix de la variante retenue

Nous allons effectuer une analyse multicritère pour le choix de la variante qui sera retenue pour notre Projet. Les principaux critères de choix concernent :

- le coût des travaux ;
- la technologie de mise en œuvre ;
- la pérennité de la construction ;
- le confort et la sécurité des usagers.

VII.3.1. 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 explicite de coût sera faite dans le cadre de ce projet.

Cependant, les méthodes sus étudiées ont abouti à un dimensionnement sur une même base de matériaux utilisés pour chaque couche mais avec des épaisseurs différentes.

Un raisonnement logique et comparatif situe les résultats de la structure dimensionnée par la méthode LNTPB comme moins couteux. En effet :

Tableau 40 : Tableau comparatif des méthodes de dimensionnement

Zone homogène	Méthode LNTPB				Méthode LCPC			
	CR [cm]	CB [cm]	CF [cm]	Cforme [cm]	CR [cm]	CB [cm]	CF [cm]	Cforme [cm]
Zone 1	4	15	0	0	6	20	20	0
Zone 2	4	15	21	0	6	20	25	35
Zone 3	4	20	0	0	6	20	25	0
Total	12	50	21	0	18	60	70	35

On remarque en fait, qu'à toute couche structurante, les épaisseurs dimensionnées par la méthode LNTPB sont inférieures à celles dimensionnées par la méthode LCPC. Aussi, leurs coûts de travaux sont réciproquement différents.



VII.3.2. La 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 technique à Madagascar.

VII.3.3. 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.

Le *tableau 40* 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.

VII.3.4. 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.

VII.3.5. Résultats du choix multicritère

Les critères de choix seront appréciés tels que :

Tableau 41 : Note d'appréciation des critères de choix de la variante retenue

	Coût des travaux (Ct)	Technologie de mise en œuvre (Tmo)	Pérennité de la construction (Pc)	Confort et sécurité (Cs)
Note	1 : coûteux 2 : normal 3 : peu coûteux	1 : infaisable 2 : faisable 3 : aisée	1 : courte 2 : moyenne 3 : longue	1 : mineur 2 : moyen 3 : majeur

Ainsi, nous obtenons le tableau suivant par application de ces choix :

Tableau 42 : Choix multicritères

	Ct	Tmo	Pc	Cs	Note	Appréciation
Méthode LNTPB	3	2	2	3	10	Retenue
Méthode LCPC	1	2	3	3	9	Non retenue

VII.3.6. La variante retenue

La variante retenue est la structure dimensionnée par la méthode LNTPB à savoir :

- une couche de roulement d'épaisseur 4cm en BBSG ;
- 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 :

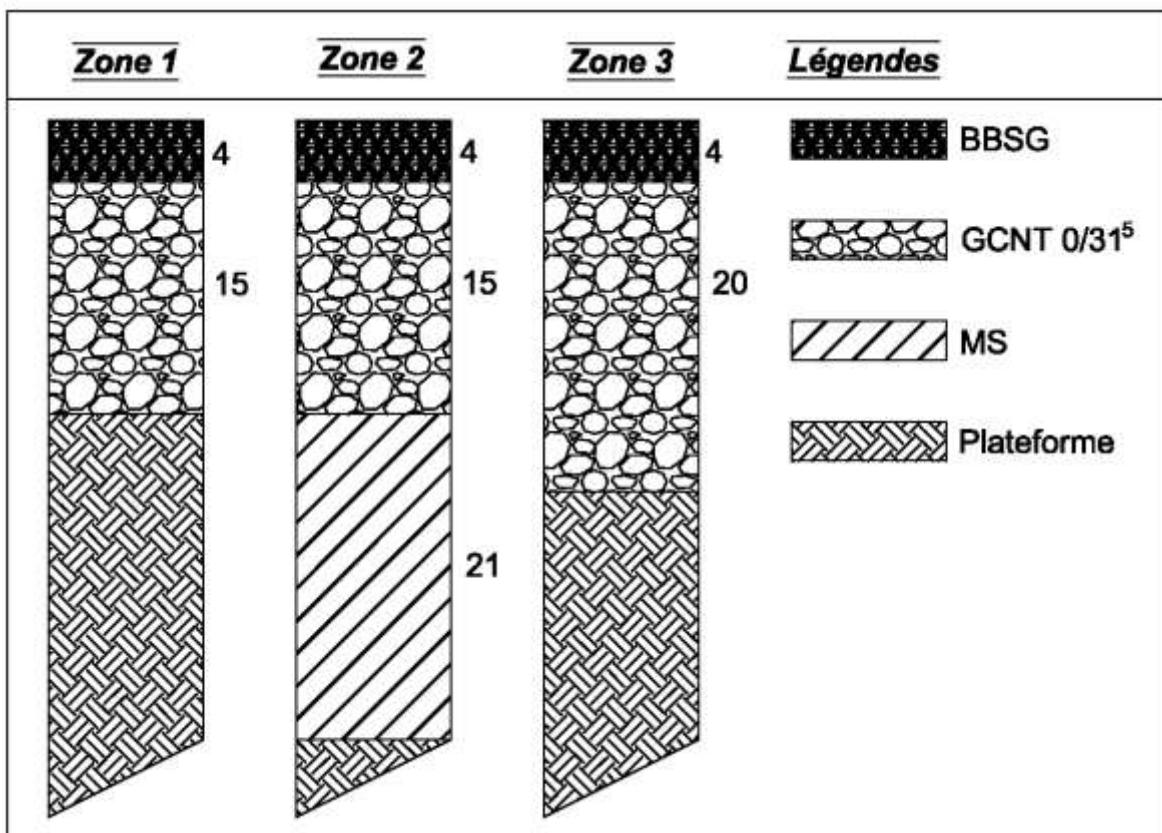


Figure 20 : Structure retenue dimensionnée par la méthode LNTPB



CHAPITRE VIII : Etudes hydrologique et hydraulique

L'eau a une action destructive sur les sols : elle en modifie les propriétés physiques principalement la portance. Donc une étude hydrologique et hydraulique nous est nécessaire pour comprendre et maîtriser l'évolution de l'eau sur notre projet.

L'étude hydrologique et hydraulique comprend :

- l'analyse des données statistiques de la pluviométrie obtenues à la station la plus proche, à savoir celles de Befandriana Sud et de Manja ;
- l'étude des crues à partir de ces données pour diverses périodes de récurrence ;
- l'étude des bassins versants relatifs à chaque point de collecte et d'exutoire considéré ;
- le calcul du débit maximum d'eau qui affecte chaque ouvrage de drainage.

Ces résultats nous aideront à la détermination des dimensions des ouvrages hydrauliques nécessaires.

VIII.1. Etude hydrologique

VIII.1.1. Climatologie de la zone d'influence

Le climat est semi humide avec un hiver tempéré. L'aridité est importante mais il y a aussi des pluies. La température moyenne est entre 23 et 26° C.

La Région est en effet dans une zone tropicale caractérisée par une longue saison sèche (avril - novembre) ; suivie d'une saison fraîche et sèche, qui va de mai à août et d'une période intermédiaire de courte saison de pluies vers le mois de décembre et mars. Cependant, cette dernière est caractérisée par de grosses averses torrentielles.

Remarquons que la zone d'étude court un risque cyclonique permanent.

VIII.1.2. La pluviométrie de la zone d'influence

Les données pluviométriques durant 24 h recueillies par la station météorologique de Befandriana Sud sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 43 : Hauteur de pluies maximales – Station de Befandriana Sud**

ANNEE	H _{max(24 h)} [mm]	ANNEE	H _{max(24 h)} [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	1968	74,5
1949	43,9	1969	73,4
1950	69	1970	54,5
1951	27,4	1971	125,4
1952	129	1972	75,7
1953	91,2	1973	180,8
1954	31	1974	78,4
1955	69	1975	34,3

Source : Station météorologique de Befandriana Sud

VIII.1.3. L'étude des crues

Les crues sont étudiées statistiquement et probablement par beaucoup de Lois de distribution hydrologique dont :

- Loi de GUMBEL ;
- Loi de GIBRAT-GALTON ;
- Loi de PEARSON III ;



- Loi de FRECHET ;
- Loi de GOODRICH.

Nous adopterons par la suite la Loi de GUMBEL pour raison d'efficacité pratique.

VIII.1.3.1. La Loi de GUMBEL

La Loi de GUMBEL est définie rationnellement par la formule :

$$F(H) = e^{-e^{-u}} \quad (\text{II.30})$$

$$\text{Avec } u = \alpha \times (H - H_0) \quad (\text{II.31})$$

Où :

- H : variable aléatoire indépendante étudiée ;
- α : paramètre d'ajustement de GUMBEL tel que :

$$\alpha = \frac{1}{0,780 \times \sigma}; \quad (\text{II.32})$$

- H_0 : paramètre d'ajustement de GUMBEL tel que :

$$H_0 = \bar{H} - 0,45\sigma. \quad (\text{II.33})$$

Dont :

➤ \bar{H} : la moyenne arithmétique des valeurs de H tel que :

$$\bar{H} = \frac{\sum_1^n H_i}{n}. \quad (\text{II.34})$$

➤ σ : écart-type tel que :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n (H_i - \bar{H})^2}{n-1}}; \quad (\text{II.35})$$

Numériquement le calcul des formules (II.34) et (II.35) donnent :

$$\text{➤ } \bar{H} = \frac{\sum_1^{38} H_i}{38}$$

$$\bar{H} = 82,03 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } \sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^{38} (H_i - 82,03)^2}{38-1}}$$



$$\sigma = 35,75 \text{ mm}$$

Et celles des formules (II.32) et (II.33) donnent :

$$\bullet \quad \alpha = \frac{1}{0,78 \times 35,75}$$

$$\alpha = 0,035$$

$$\bullet \quad H_0 = 82,03 - 0,45 \times 35,75$$

$$H_0 = 65,94$$

Ainsi la Loi de GUMBEL (VIII.1) devient :

$$F(H) = e^{-e^{-0,035(H-65,94)}} \quad (\text{II.36})$$

VIII.1.3.2. Les hauteurs de pluies maximales journalières à diverse fréquences

Elles se calculent directement par l'intermédiaire de « u » tiré de la loi de répartition donnant $u = -\ln(-\ln F)$ qu'on égalise à $\alpha \times (H - H_0)$ afin d'obtenir la valeur correspondante de la hauteur de pluie.

La fonction F étant fonction d'une période de retour T : $F = 1 - \frac{1}{T}$, on détermine rationnellement la hauteur de pluie maximale journalière H (24h,T) à partir de la formule suivante :

$$H(24h,T) = -\sigma \times \left\{ \left[0,780 \times \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right] + 0,45 \right\} + \bar{H} \quad (\text{II.37})$$

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 44 : Résultats de calcul des hauteurs de pluies maximales – Loi de GUMBEL

T [ans]	\bar{H} [mm]	σ [mm]	F	H (24h,T) [mm]
10	82,03	35,75	0,9	141,75
20	82,03	35,75	0,95	170,71
25	82,03	35,75	0,96	179,90
50	82,03	35,75	0,98	208,20



VIII.1.3.3. Test de validité de l'ajustement de GUMBEL

Un test de validité nous permettra de juger si la Loi ici appliquée est acceptable ou non. Pour ce faire, nous étudierons le Test de χ^2 .

Le principe consiste à trouver la probabilité de dépassement P correspondant à un nombre de degré de liberté λ et constater si :

- cette probabilité est supérieure à 0,05 : l'ajustement est satisfaisant ;
- elle est inférieure à 0,05 : l'ajustement est mauvais et à rejeter.

Rationnellement, le test se traduit par la formule :

$$\chi^2 = \sum_1^K \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad (\text{II.38})$$

Avec :

- K : nombre de classe arbitraire des N valeurs d'échantillon ayant un nombre de valeurs expérimentales $n \geq 5$;
- n_i : nombre de valeurs expérimentales de chaque classe i ;
- v_i : nombre théorique de valeurs contenues dans la classe i obtenue par la relation qui suit :

$$v_i = N \int_{H_{i+1}}^{H_i} f(H) dH = N \times [F(H_i) - F(H_{i+1})] \quad (\text{II.39})$$

Où H_i et H_{i+1} désignent les bornes des valeurs de l'échantillon i . Notons que F est la fonction de répartition à valider, définie par la formule (VIII.7).

La division des $N = 38$ valeurs de l'échantillon en 6 classes ($K = 6$) est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Répartition des classes des valeurs d'échantillon

N° CLASSE	BORNE	n_i
1	> 125	6
2	88 à 125	7
3	78 à 88	6
4	68 à 78	6



N° CLASSE	BORNE	n_i
5	49 à 68	7
6	< 49	6

Le calcul de v_i est récapitulé par le tableau qui suit :

Tableau 46 : Récapitulation des calculs de v_i

N° CLASSE	H_i	H_{i+1}	$F(H_i)$	$F(H_{i+1})$	$F(H_i) - F(H_{i+1})$	N	v_i
1	∞	125	1,000	0,881	0,119	38	4,517
2	125	88	0,881	0,630	0,251	38	9,543
3	88	78	0,630	0,519	0,111	38	4,214
4	78	68	0,519	0,394	0,125	38	4,739
5	68	49	0,394	0,164	0,231	38	8,763
6	49	0	0,164	0,000	0,164	38	6,222

Ainsi, d'une part et numériquement, l'application de la formule (VIII.9) donne :

$$\chi^2 = \frac{(6-4,517)^2}{4,517} + \frac{(7-9,543)^2}{9,543} + \frac{(6-4,214)^2}{4,214} + \frac{(6-4,739)^2}{4,739} + \frac{(7-8,763)^2}{8,763} + \frac{(6-6,222)^2}{6,222}$$

$$\chi^2 = 2,61$$

D'autre part, le degré de liberté est défini comme suit :

$$\lambda = K - p - 1 \quad (\text{II.40})$$

Avec :

- $K = 6$;
- p : nombre de paramètre de la Loi dont H et σ ($p = 2$).

On obtient :

$$\lambda = 6 - 2 - 1$$

$$\lambda = 3$$



La probabilité de dépassement P correspondant à un nombre de degré de liberté $\lambda = 3$ et à $\chi^2 = 2,61$ est obtenu par une interpolation linéaire après lecture sur la table de distribution de PEARSON (*Annexe 1-6*).

Cette table informe que pour $\lambda = 3$, la probabilité P (χ^2) est telle que :

- P (2,16) = 0,975;
- P (3,52) = 0,95.

Par interpolation linéaire :

$$P(2,61) = 0,95 - \frac{(2,16 - 2,61)}{(2,16 - 3,52)} \times (0,95 - 0,975)$$

$$\mathbf{P(2,61) = 0,958}$$

En conclusion, l'inéquation $\mathbf{P(2,61) = 0,958 > 0,05}$ nous permet de déduire la validité de la Loi de GUMBEL qu'on a adopté pour l'étude des crues.

VIII.1.3.4. Intervalle de confiance

La notion d'intervalle de confiance nous permettra de mieux évaluer la hauteur de pluie maximale journalière réelle H_r à partir des valeurs théoriques probables obtenues par la Loi de distribution. Elle est obtenue telle que :

$$H - K_2 \times \sigma < H_r < H + K_1 \times \sigma \quad (\text{II.41})$$

Les valeurs réelles sont donc minorées et majorées par des valeurs spécifiques fonction des paramètres suivants :

- H : valeurs des hauteurs de pluies maximales journalières obtenues par la Loi de GUMBEL ;
- σ : l'écart-type ($\sigma = 35,75$ mm);
- K_1 et K_2 : paramètres lues sur l'abaque d'estimation des crues de FRECHET-GUMBEL (*Annexe 1-7*) pour un seuil de confiance de 95 % fonction du nombre des valeurs de l'échantillon \sqrt{N} ($N = 38$) et des diverses périodes de retour.

Le tableau qui suit résume les valeurs des paramètres susnommés et les intervalles de confiance de H_r pour chaque période de retour T après application de la formule (II.41):

**Tableau 47 :** Les intervalles de confiance de H_r

T [ans]	H (24h,T) [mm]	K ₁	K ₂	K ₁ ×σ [mm]	K ₂ ×σ [mm]	H _r (24h,T) [mm]
10	141,75	0,98	0,57	35,04	20,38	121,37 < H _r < 176,79
20	170,71	1,18	0,70	42,19	25,03	145,69 < H _r < 212,90
25	179,90	1,29	0,80	46,12	28,60	151,30 < H _r < 226,02
50	208,20	1,50	0,92	53,63	32,89	175,31 < H _r < 261,83

VIII.1.3.5. Les valeurs réelles des hauteurs de pluies maximales journalières

Les valeurs réelles de H_r données dans le tableau suivant résultent de la moyenne des intervalles de confiance :

Tableau 48 : Les valeurs réelles de H_r

T [ans]	H _r (24h,T) [mm]
10	149
20	179
25	189
50	218

VIII.2. Etude hydraulique

IX.2.1. Etude des bassins versant

Un bassin versant par définition est une aire topographiquement délimitée par la ligne de partage des eaux de ruissellement à l'intérieur de laquelle toutes les précipitations alimentent un même exutoire : cours d'eau, fleuve, lac ou océan.

L'étude des bassins versant est donc une nécessité absolue pour connaître les exutoires dérivés de ces derniers susceptibles d'entraver l'exploitation et la préservation de l'état de la chaussée. Des ouvrages de drainage longitudinal (assainissement) et transversal (franchissement) seront réalisés pour arroger respectivement le ruissellement des BV sur l'emprise de la chaussée et les exutoires transgressant l'axe de la route.



En d'autres termes, les caractéristiques de mis en œuvre de ces ouvrages sont fonction des caractéristiques et du débit découlant des bassins versant.

IX.2.1.1. Les caractéristiques des bassins versant (BV)

Un bassin versant est caractérisé par :

- une surface S [km^2] ;
- un coefficient de ruissellement C ;
- une pente moyenne i [%] ;
- un coefficient de forme K ;
- une longueur de Thalweg L [km].

a. Surface d'un bassin versant

La surface d'un bassin versant S est définie rationnellement comme suit :

$$S = \frac{S_0}{10^6 \times E^2} \quad (\text{II.42})$$

Avec :

- ✓ S_0 : surface lue sur un planimètre en mm^2 ;
- ✓ E : échelle du planimètre ($E = 1/100\ 000^{\text{ème}}$).

Les cartes suivantes obtenues par l'utilisation du logiciel MapInfo (BD 100 FTM) nous recensent les bassins versants actionnant sur le présent projet étudié :

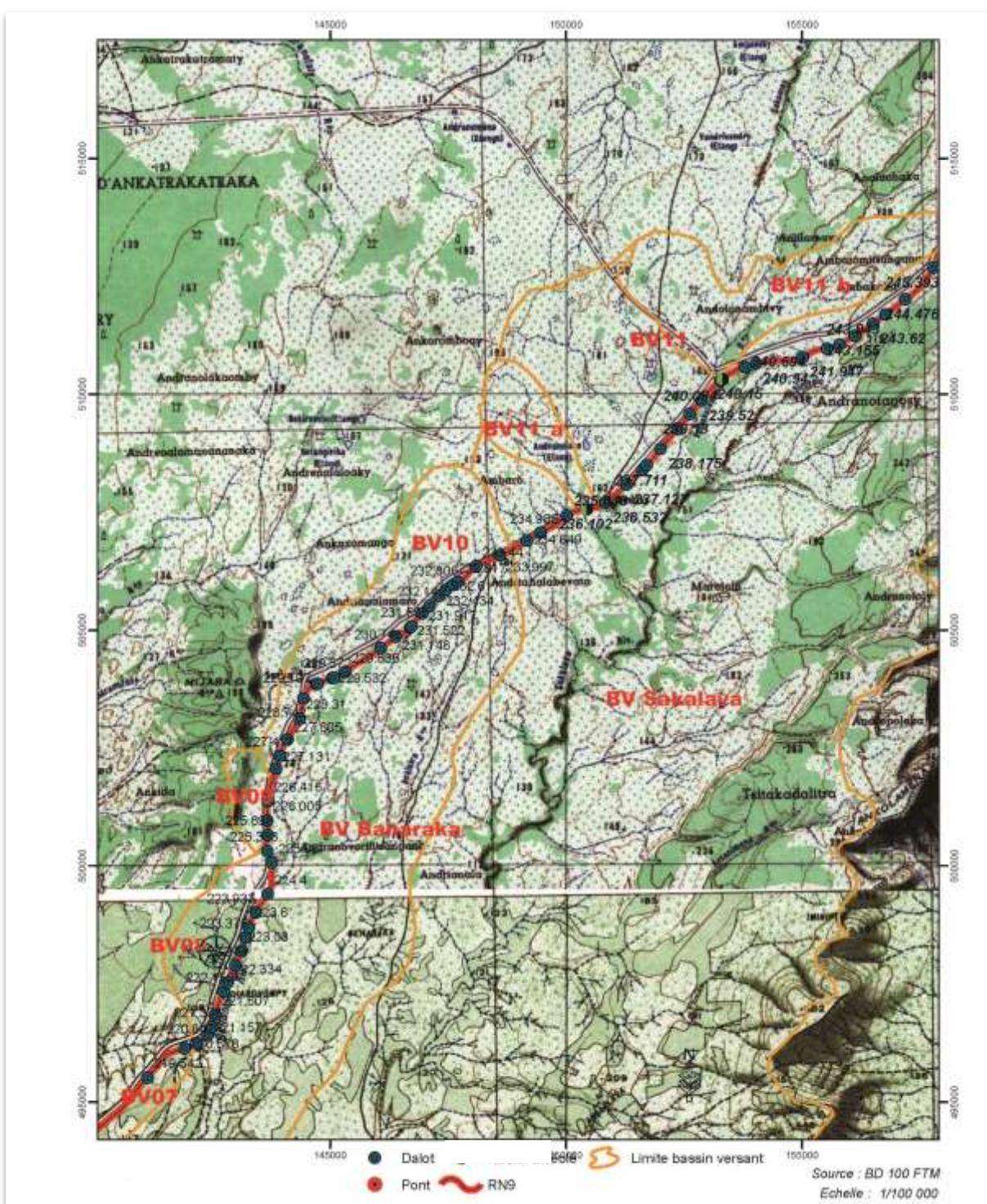


Figure 21 : Carte - Bassins versants PK 220 au PK 245

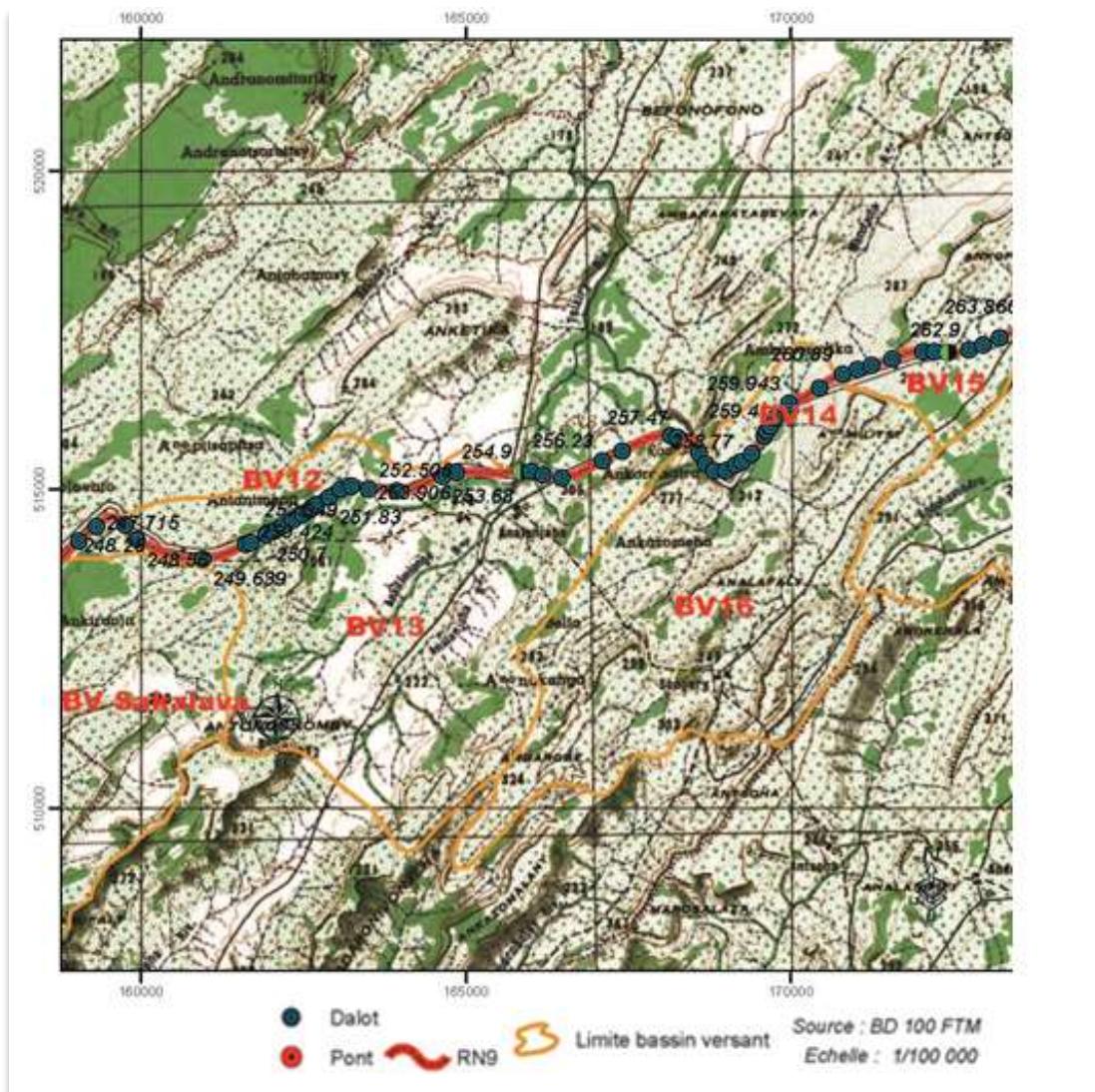


Figure 22 : Carte - bassins versants du PK 247 au PK 260

Le tableau suivant donne les nominations des bassins versants affectant notre projet et leur surface correspondante :

Tableau 49 : Surface des bassins versant

N° BV	DESIGNATION	S [km ²]
1	BV 08	3,78
2	BV 09	1,42
3	BV 10	8,05
4	BV 11	30,23
5	BV 11a	3,53
6	BV 11b	10,92
7	BV 12	3,29
8	BV 13	25,69



b. Pente moyenne d'un bassin versant

La pente moyenne d'un bassin versant est obtenue à partir d'une relation entre la différentielle en altitude z (dénivelé) et la longueur du Thalweg L telle que :

$$i = \frac{\Delta z}{L} \quad (\text{II.43})$$

Le tableau suivant résume les valeurs des paramètres susmentionnés ainsi que la pente moyenne calculée à partir de la formule (II.43) :

Tableau 50 : Longueur du Thalweg et pente moyenne des BV

N°BV	ALTITUDE MAX [m]	ALTITUDE EXUTOIRE [m]	Δz [m]	L [km]	i [%]
1	135	108	27	1,20	2,25
2	180	120	60	0,80	7,50
3	183	160	23	2,10	1,10
4	196	162	34	3,30	1,03
5	196	160	36	3,95	0,91
6	194	169	25	6,20	0,40
7	260	108	152	1,00	15,20
8	332	205	127	5,50	2,31

c. Coefficient de ruissellement

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 51 : Les coefficients de ruissellement

NATURE DE LA COUVERTURE VÉGÉTALE	C	I [%]
Culture couvrante, petite brousse	0,52 0,60 0,72 0,80	< 5 5 à 10 10 à 30 > 30



NATURE DE LA COUVERTURE VEGETALE	C	I [%]
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 (2014)

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

En résumé, le tableau suivant récapitule les caractéristiques des BV :

Tableau 52 : Caractéristiques des BV

N°BV	S [km ²]	L [km]	i [%]	C
1	3,78	1,20	2,25	0,30
2	1,42	0,80	7,50	0,30
3	8,05	2,10	1,10	0,30
4	30,23	3,30	1,03	0,30
5	3,53	3,95	0,91	0,30
6	10,92	6,20	0,40	0,30
7	3,29	1,00	15,20	0,42
8	25,69	5,50	2,31	0,30

IX.2.1.2. Débit de crues découlant des BV

Plusieurs méthodes permettent de calculer le débit des crues selon la surface des bassins versant à citer :

- la méthode rationnelle : principalement adaptée pour les petits BV à $S \leq 4 \text{ km}^2$;
- la méthode de Louis Duret : adaptée pour les grands VB à $S \leq 200 \text{ km}^2$;



- la méthode de Manning-Strickler.

a. Méthode rationnelle

Cette méthode est traduite rationnellement par la formule :

$$Q_T = 0,278 \times C \times S \times I(t_c, T) \quad (\text{II.44})$$

Avec $I(t_c, T)$ désigne l'intensité de pluie pendant un temps de concentration t_c [mn] obtenue par la formule de Ventura et une période de retour T [ans], telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} I(t_c, T) = 28 \times (t_c + 18)^{-0,783} \times I(1h, T) \\ t_c = 7,62 \times \sqrt{\frac{S}{i}} \end{array} \right. \quad (\text{II.45})$$

Où $I(1h, T)$ représente l'intensité de pluie horaire pendant une période de retour T et i la pente moyenne , telle que :

$$I(1h, T) = 0,22 \times H(24h, T) + 56 \quad (\text{II.47})$$

D'une part, numériquement, pour le cas du BV N°1 avec une période de retour $T = 10$ ans, le calcul du débit donne :

- $t_c = 7,62 \times \sqrt{\frac{3,78}{0,0225}}$
 $t_c = 9,87 \text{ mn}$
- $I(1h, 10) = 0,22 \times 149,08 + 56$
 $I(1h, 10) = 88,79 \text{ mm}$
- $I(t_c, 10) = 28 \times (9,87 + 18)^{-0,783} \times 88,79$
 $I(t_c, 10) = 59,82 \text{ mm}$
- $Q_T = 0,278 \times 0,30 \times 3,78 \times 183,62$
 $Q_T = 18,86 \text{ m}^3/\text{s}$

Notons que le débit sus calculé est le débit transversal par rapport à l'axe de la chaussée.

En suivant le même raisonnement de calcul, nous allons récapituler les résultats obtenus après application des formules (II.44), (II.45), (II.46) et (II.47) dans le tableau suivant pour chaque période de retour T :

Tableau 53 : Résultats de calcul des débits de crues transversales des petits BV

N°BV	S [km ²]	Q _T [m ³ /s]	
		T = 10	T = 20
1	3,78	18,86	20,27
2	1,42	13,51	14,52
5	3,53	13,23	14,22
7	3,29	42,34	45,51

D'autre part, nous allons considérer le cas d'un BV le long de l'emprise de la chaussée. C'est-à-dire que le bassin est ici la surface recueillant les eaux de ruissellement et déverse ces dernières vers les fossés qui doivent les recevoir. La surface considérée est alors délimitée par la demi-largeur ou toute la chaussée selon le type de profil en travers et le reste du demi-profil en travers (talus et accotement). Le but est de calculer le débit de crues longitudinales.

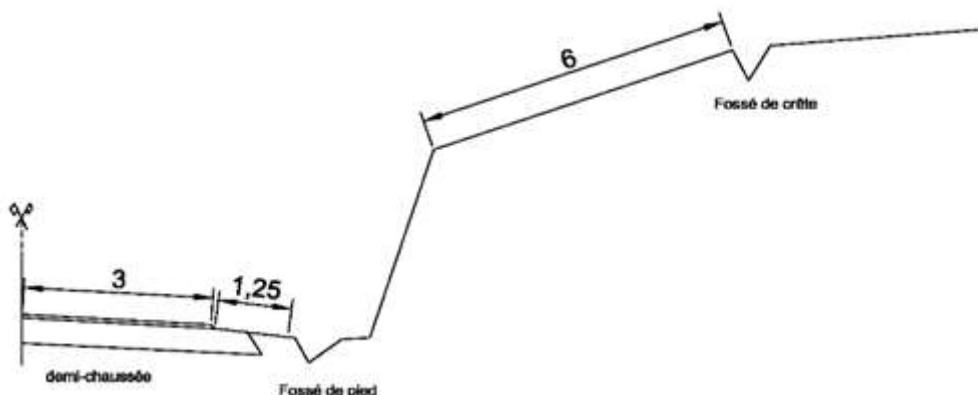
Mathématiquement, on a donc :

- $S = L \times \sum l_i$: la surface totale du BV ; (II.48)

- $C = \frac{\sum C_i \times l_i}{\sum l_i}$: le coefficient moyen de ruissellement du bassin versant considéré. (II.49)

Avec l_i désigne la largeur de la chaussée ou de la demi-chaussée selon le cas considéré, de l'accotement, du talus et C_i désigne le coefficient de ruissellement de chaque composant i du BV.

Numériquement, du PK 223+573 au PK 223+819, on a un profil en déblai de longueur $L = 246$ m ; soit $C_i = 0,95$ pour la chaussée neuve et l'accotement et $C_i = 0,42$ pour les talus ; donc :


Figure 23 : Profil en déblai pour le calcul de débit longitudinal



- $S = 246 \times (3+1,25+6)$
 $S = 0,0025 \text{ km}^2$
- $C = \frac{(0,95 \times 3) + (0,95 \times 1,255) + (0,42 \times 6)}{3+1,25+6}$
 $C = 0,64$
- $t_c = 7,62 \times \sqrt{\frac{0,0025}{(0,03+0,04+0,02) \times \frac{1}{3}}}$
 $t_c = 2,19 \text{ mn}$
- $I(1h,10) = 0,22 \times 149,08 + 56$
 $I(1h,10) = 88,79 \text{ mm}$
- $I(t_c,10) = 28 \times (2,19 + 18)^{-0,783} \times 88,79$
 $I(t_c,10) = 236,3 \text{ mm}$
- $Q_T = 0,278 \times 0,64 \times 0,0025 \times 236,3$
 $Q_T = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$

En suivant le même raisonnement de calcul que précédemment, nous allons récapituler les résultats obtenus après application des formules (VIII.19), (VIII.20), (VIII.17), (VIII.16), (VIII.18) et (VIII.15) dans le tableau suivant pour une période de retour $T = 10\text{ans}$:

Tableau 54 : Résultats de calcul des débits de crues longitudinaux

N°	PK début	PK fin	L [m]	i	S[km ²]	Q ₁₀ [m ³ /s]
1f	223+573	223+819	246	0,030	0,0025	0,11
2f	223+819	224+216	397	0,033	0,0032	0,15
3f	224+216	224+839	623	0,035	0,0022	0,10
4f	224+839	226+401	1562	0,030	0,0025	0,11
5f	226+401	227+186	785	0,035	0,0025	0,11
6f	227+186	230+746	3560	0,035	0,0022	0,10
7f	230 746	237+260	6514	0,035	0,0020	0,09
8f	237 260	238+158	898	0,033	0,0020	0,09
9f	238+158	239+123	965	0,033	0,0032	0,15
10f	239+123	241+905	2782	0,035	0,0027	0,14
11f	241+905	244+519	2614	0,033	0,0027	0,13
12f	244+519	244+944	425	0,033	0,0025	0,11



N°	PK début	PK fin	L [m]	i	S[km ²]	Q ₁₀ [m ³ /s]
13f	244+944	246+310	1366	0,033	0,0027	0,13
14f	246+310	247+789	1479	0,033	0,0028	0,14
15f	247+789	251+043	3254	0,033	0,0020	0,09
16f	251+043	253+223	820	0,035	0,0022	0,10

b. Méthode de Louis Duret

La méthode de Louis Duret représentée par le système d'équations suivant donne le débit Q_T pour une période de retour T :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_T = 0,009 \times S^{0,5} \times i^{0,32} \times H(24h, T)^{1,39} \text{ pour } S \leq 150 \text{ km}^2 \\ Q_T = 0,002 \times S^{0,5} \times i^{0,32} \times H(24h, T)^{1,39} \text{ pour } S > 150 \text{ km}^2 \end{array} \right. \quad (\text{II.50})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_T = 0,009 \times S^{0,5} \times i^{0,32} \times H(24h, T)^{1,39} \text{ pour } S \leq 150 \text{ km}^2 \\ Q_T = 0,002 \times S^{0,5} \times i^{0,32} \times H(24h, T)^{1,39} \text{ pour } S > 150 \text{ km}^2 \end{array} \right. \quad (\text{II.51})$$

La formule (VIII.19) sera appliquée pour nos cas de superficie.

Numériquement, pour le cas du BV N°4 pour une période de retour T = 10 ans, on a :

$$Q_T = 0,009 \times 30,23^{0,5} \times 1,03^{0,32} \times 149,08^{1,39}$$

$$Q_T = \mathbf{52,43 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Les résultats de calcul par la méthode de Louis Duret sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau 55 : Résultats de calcul des débits de crues transversales des grands BV

N°BV	S [km ²]	QT [m ³ /s]	
		T = 10	T = 20
3	8,05	27,63	35,71
4	30,23	52,43	67,77
6	10,92	23,28	30,09
8	25,69	62,59	80,90

IX.2.1.2. Proposition de drainage transversal

Les ouvrages de drainage transversal proposés sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 56 :** Proposition d'aménagement des ouvrages de drainage transversal

N°BV	PK	ETAT EXISTANT	OUVRAGE	DESCRIPTION
1	223,600	Dalot en BA non fonctionnel, ensablé.	Réhabilitation dalot	Démolition du dalot et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	223,933	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	224,400			
	225,080	Dalot en BA non fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition du dalot existant et aménagement d'un nouveau dalot
	225,353	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
2	225,698	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	226,005			
	226,416			
3	227,131	Radier submersible en BA non fonctionnel en très mauvais état.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	227,417	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	227,805			
	228,310	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	228,742			
	229,175	Radier submersible en BA non fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	229,197	Dalot en BA existant non fonctionnel.		
	229,532	Dalot en BA partiellement fonctionnel.		
	229,572	Dalot en BA en mauvais état.		
	229,836	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement. Axe préférentiel d'écoulement en période de pluie.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	230,746	Dalot en BA en mauvais état.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	231,148			
	231,522			
	231,555	Dalot en BA partiellement fonctionnel.		



N°BV	PK	ETAT EXISTANT	OUVRAGE	DESCRIPTION
3	231,917	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement. Axe préférentiel d'écoulement en période de pluie.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	232,142			
	232,434			
	232,617			
	232,806	Dalot en BA non fonctionnel ensablé.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	232,917	Dalot en BA en mauvais état.		
	233,440	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement. Axe préférentiel d'écoulement en période de pluie.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
4	233,997			
	234,649	Dalot en BA non fonctionnel ensablé.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	234,986	Dalot en BA en mauvais état.		
5	235,648	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement. Axe préférentiel d'écoulement en période de pluie.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	236,102	Radier submersible en BA fonctionnel, en bon état.	Entretien radier	Entretien et renforcement de l'ouvrage existant. Mise en place de perré maçoné.
4	236,532	Dalot en BA non partiellement fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	237,127			
	237,576			
	237,711			
	238,175	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	238,720	Dalot en BA non partiellement fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	239,130	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
6	239,520			
	240,094	Dalot en BA non partiellement fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçoné à l'entrée et sortie du dalot.
	240,150	Radier submersible en BA partiellement fonctionnel, mauvais état.	Création de radier alvéolé	Démolition de l'ouvrage et construction d'un radier alvéolé en BA.



N°BV	PK	ETAT EXISTANT	OUVRAGE	DESCRIPTION
4	240,940	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement.	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçonner à l'entrée et sortie du dalot.
	241,947	Dalot en BA non partiellement fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçonner à l'entrée et sortie du dalot.
	242,502			
	242,776			
	243,155	Point bas au niveau de la chaussée. Aucun assainissement. Axe préférentiel d'écoulement en période de pluie	Création dalot	Aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçonner à l'entrée et sortie du dalot.
	243,620	Dalot en BA non partiellement fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçonner à l'entrée et sortie du dalot.
	243,943			
	244,476			
	245,393			
	246,019			
	246,631			
8	247,363	Dalot en BA non partiellement fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçonner à l'entrée et sortie du dalot.
	247,175			
7	248,260	Dalot en BA non partiellement fonctionnel.	Réhabilitation dalot	Démolition de l'ouvrage et aménagement d'un dalot. Mise en place de perré maçonner à l'entrée et sortie du dalot.
	248,560			
	249,639			
	250,339			
	250,424			

En conclusion, l'étude précédemment faite a débouché sur une globalisation des ouvrages de drainage nécessaire à aménager pour la réalisation du projet d'aménagement de la RN 9. Elle nous a permis de comprendre et de quantifier l'état hydrologique et hydraulique de la zone d'influence du projet.

Une partie plus technique sera ensuite étudiée. On dimensionnera les ouvrages d'art.



CHAPITRE IX : Etude des ouvrages d'art

L'étude des ouvrages d'art consiste en leur conception, c'est-à-dire à définir leur nécessité, emplacement et type ; ainsi que leur dimensionnement.

Les ouvrages d'art rencontrés dans notre projet routier sont les ouvrages hydrauliques suivants :

- les ouvrages d'assainissement ;
- les ouvrages de décharges ;

IX.1. Les ouvrages d'assainissement

Ces ouvrages sont conçus pour l'évacuation des eaux de ruissellement. Ils sont réalisés en crête (protection des talus en cas de déblai) et en pieds de talus selon le terrassement. Etant donné un relief assez plat et une réalisation sur remblai de la chaussée, nous étudierons par suite dans le cadre de ce projet les fossés de pieds latéraux.

IX.1.1. Les fossés latéraux

Par définition, c'est un ouvrage hydraulique destiné à recevoir les eaux de ruissellement provenant de la chaussée, des talus et des eaux de pluie.

IX.1.2. Dimensionnement

Le principe de dimensionnement consiste à obtenir les paramètres de construction (section, matériaux et pente) des fossés de façon à ce que ces derniers puissent évacuer le débit des eaux de ruissellement.

Ils peuvent présenter toutes les formes de section transversale à savoir triangulaire, rectangulaire, trapézoïdale et circulaire. Par pratique, nous allons étudier principalement les trois types de section à planter selon le critère le plus rentable économiquement et techniquement :

- fossé triangulaire ;
- fossé rectangulaire ;
- fossé trapézoïdale.

Explicitement, l'ouverture d'un fossé ayant un débit évacuable maximal Q_{max} doit permettre le ruissellement du débit à évacuer Q_0 .

Rationnellement :

- si $\frac{|Q_0 - Q_{max}|}{Q_0} \times 100 < 5\%$, alors le fossé dimensionné est acceptable ;
- si $\frac{|Q_0 - Q_{max}|}{Q_0} \times 100 \geq 5\%$, alors le fossé est soit sous-dimensionné ($Q_0 > Q_{max}$), soit surdimensionné ($Q_0 < Q_{max}$) et nécessitera un redimensionnement.

D'autre part, les caractéristiques des fossés ne doivent en aucun cas permettre les affouillements et ensablements.

IX.1.2.1. Méthodologie de dimensionnement

Pour minimiser le coût du projet, on traitera en premier lieu le redimensionnement des fossés triangulaires. De plus, la primauté de fossés triangulaires en mauvais état sur le tracé nous préconise d'abord l'étude de ces derniers.

Par suite, on étudiera les fossés à section rectangulaire dans le cas où il y aura sous-dimensionnement des fossés triangulaires. Et par récurrence, les fossés trapézoïdales.

a. Les hypothèses de base

D'une part, premièrement en général, la pente des talus des fossés triangulaires est de 2/1 et 1/2. La figure suivante présente les hypothèses pratiques des fossés triangulaires :

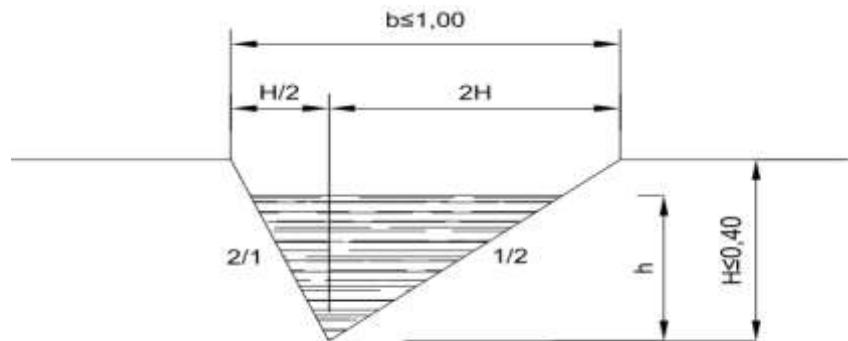


Figure 24 : Coupe d'un fossé à section triangulaire

Deuxièmement, les figures suivantes présentent celles des fossés rectangulaires et trapézoïdales :

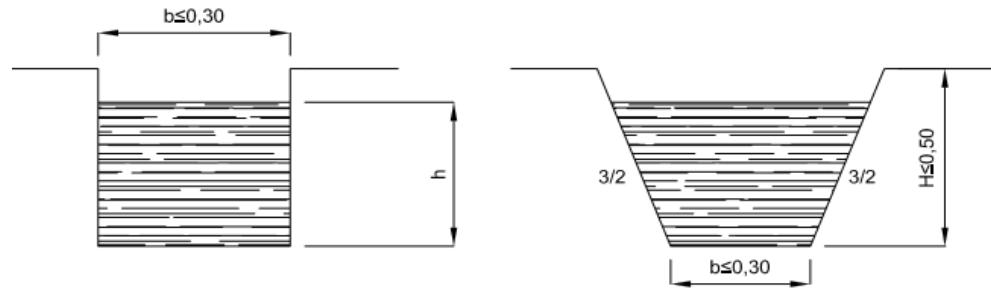


Figure 25 : Coupe d'un fossé à section rectangulaire et trapézoïdale

D'autre part, pour éviter tout risque d'affouillement et d'ensablement, la vitesse d'écoulement doit vérifier la relation : $v_{ens} \leq v \leq v_{aff}$ telle que :

- $v_{ens} = 0,25 \text{ m/s}$ pour terrain sableux ;
- $v_{ens} = 0,50 \text{ m/s}$ pour terrain limoneux ;
- $v_{aff} = 3,00 \text{ m/s}$ pour terrain limoneux ou sableux ;
- $v_{aff} = 6,50 \text{ m/s}$ pour fossé maçonné.

b. La méthode

Le débit maximal évacuable est déterminé rationnellement par la formule de Manning Strickler suivante :

$$Q_{max} = v \times \omega \quad (\text{II.52})$$

Avec :

- v : la vitesse d'écoulement [m/s] obtenue telle que :

$$v = k \times R^{2/3} \times if^{0,5} \quad (\text{II.53})$$

Où :

- ✓ k : le coefficient de rugosité ;
- ✓ $R = \frac{w}{\chi}$: le rayon hydraulique [m] ;
- ✓ χ : le périmètre mouillé [m] ;
- ✓ if : la pente longitudinale du fossé donnée par la formule :

$$if = \frac{H - H_0}{L} + it \quad (\text{II.54})$$

- H : profondeur du fossé [m] ;
- H_0 : profondeur de garde du fossé [m], $H_0 = 0,10 \text{ m}$;
- L : longueur du fossé [m] ;



- i_t : pente longitudinale du terrain naturel ;
- w : l'ouverture efficace ou surface mouillée [m^2].

c. Les paramètres de calcul

La détermination des paramètres de calcul est donnée dans le tableau suivant en fonction des types de section à étudier :

Tableau 57 : Les paramètres de calcul par type de section de fossé

PARAMETRES	TRIANGULAIRE	RECTANGULAIRE	TRAPEZOÏDALE
w	$\frac{5h^2}{4}$	b×h	$bh + mh^2$
χ	$\frac{3h\sqrt{5}}{2}$	b+2h	$b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$
R	$\frac{h\sqrt{5}}{6}$	$\frac{bh}{b+2h}$	$\frac{w}{\chi}$

Notons que $1/m = 3/2$ pour les fossés trapézoïdales.

d. Les coefficients de rugosité

Les coefficients de rugosité k dépendent des matériaux de revêtement du fossé et de l'état de celui-ci. Leurs valeurs sont données dans le tableau suivant :

Tableau 58 : Les coefficients de rugosité

Nature de la surface d'écoulement	Valeur de k		
	Bon	Passable	Mauvais
Sol sableux	50	50	40
Sol argileux	compact	59	50
	lisse	56	53
Revêtement en bois	100	83	71
Revêtement en béton	Lisse	83	77
	rugueux	71	67
Maçonnerie de moellons	jointoyée	71	67
	sèche	50	45
Gazonnage	33	33	29

Source : Hydraulique Routière (2014)



IX.1.2.2. Les ouvrages de décharge

Ils permettent à l'eau des fossés sous dimensionnés de traverser la route ou s'il n'y a pas d'exutoire au bout des fossés. Leur nombre est $n - 1$ avec :

$$\checkmark \quad n = \frac{Q_0}{Q_{max}} \text{ pour un fossé sans un exutoire ;} \quad (\text{II.55})$$

$$\checkmark \quad n = \frac{Q_0}{Q_{max}} - 1 \text{ pour un fossé avec un exutoire.} \quad (\text{II.56})$$

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 redimensionnés avec les nouveaux paramètres suivants :

$$\checkmark \quad Q'_0 = \frac{Q_0}{n}; \quad (\text{II.57})$$

$$\checkmark \quad L' = \frac{L}{n+1} \text{ pour un fossé sans un exutoire et } L' = \frac{L}{n} \text{ pour un fossé avec un exutoire.} \quad (\text{II.58})$$

IX.1.2.2. Application de dimensionnement des fossés

Soit le débit longitudinal du PK 223+573 au PK 223+819 de $Q_0 = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$ à évacuer pour un tronçon de longueur $L = 246 \text{ m}$.

Posons : $H = 0,40 \text{ m}$ et $h = 0,40 - 0,10 = 0,30 \text{ m}$. 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 :

$$\bullet \quad w = \frac{5 \times 0,30^2}{4}$$

$$w = 0,1125 \text{ m}^2$$

$$\bullet \quad \chi = \frac{3 \times 0,30\sqrt{5}}{2}$$

$$\chi = 1,006 \text{ m}$$

$$\bullet \quad R = \frac{0,30\sqrt{5}}{6}$$

$$R = 0,111 \text{ m}$$

$$\bullet \quad if = \frac{0,40 - 0,10}{246} + 0,030$$

$$if = 0,031$$

$$\bullet \quad v = 50 \times 0,111^{2/3} \times 0,031^{0,5}$$

$$v = 2,05 \text{ m/s}$$



- $Q_{max} = 2,05 \times 0,1125$
 $Q_{max} = 0,23 \text{ m}^3/\text{s}$
- $\frac{|0,11 - 0,23|}{0,11} \times 100 = 1,09 \%$

Ainsi, comme $\frac{|0,11 - 0,30|}{0,11} \times 100 < 5\%$, le fossé est bien dimensionné et de plus $v_{ens}(0,50\text{m/s}) < v(2,05\text{m/s}) < v_{aff}(3,00\text{m/s})$, il n'y a ni affouillement ni ensablement.

On prendra donc pour ce tronçon un fossé triangulaire en terre de dimensions :

- $H = 0,40 \text{ m}$;
- $b = \frac{H}{2} + 2H = 1 \text{ m}$.

Les résultats de calcul pour chaque tronçon par type de section sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 59 : Fossés triangulaires en terre

N°	L [m]	Q_0 [m^3/s]	v [m/s]	if	Q_{max} [m^3/s]	$\frac{ Q_0 - Q_{max} }{Q_0} [\%]$	Observation	H[m]	B[m]
1f	246	0,11	2,05	0,031	0,231	1,10	acceptable	0,40	1
2f	397	0,15	2,14	0,034	0,241	0,60	acceptable	0,40	1
3f	623	0,10	2,19	0,036	0,246	1,46	acceptable	0,40	1
4f	156	0,11	2,01	0,030	0,227	1,06	acceptable	0,40	1
5f	785	0,11	2,18	0,036	0,246	1,24	acceptable	0,40	1
6f	3560	0,10	2,17	0,035	0,245	1,45	acceptable	0,40	1
7f	6514	0,09	2,17	0,035	0,244	1,72	acceptable	0,40	1
8f	898	0,09	2,12	0,033	0,239	1,65	acceptable	0,40	1
9f	965	0,15	2,12	0,033	0,239	0,59	acceptable	0,40	1
10f	2782	0,14	2,17	0,035	0,245	0,75	acceptable	0,40	1
11f	2614	0,13	2,11	0,033	0,238	0,83	acceptable	0,40	1
12f	425	0,11	2,13	0,034	0,241	1,19	acceptable	0,40	1
13f	1366	0,13	2,11	0,033	0,238	0,83	acceptable	0,40	1
14f	1479	0,14	2,11	0,033	0,238	0,70	acceptable	0,40	1
15f	3254	0,09	2,11	0,033	0,238	1,64	acceptable	0,40	1
16f	820	0,10	2,18	0,035	0,246	1,46	acceptable	0,40	1

On remarque que tous les calculs sont vérifiés pour tous les tronçons par réalisation de fossé triangulaires en terre.



IX.2. Les ouvrages de décharges

Les ouvrages de franchissement par définition permettent aux eaux de ruissellement de traverser transversalement une route. On en distingue les ouvrages de décharge qui nous intéressent exclusivement dans le cadre de notre projet. Ils comprennent les dalots et les buses.

L'étude préalablement déjà faite montre que nous avons à étudier par la suite les dalots et radiers alvéolés comme ouvrages de drain. En effet, les dalots sont plus accessibles au niveau technologie de mise en œuvre : coffrages simples, étalement de faible hauteur, ferraillages peu denses.

X.2.1. Les dalots

Les dalots sont des ouvrages de drain en béton armé transversales destinés à évacuer les eaux de ruissellement en abondance.

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.

Le dimensionnement d'un dalot consiste donc à assurer son rôle d'évacuation et qu'il puisse supporter toutes les charges y appliquées.

X.2.1.1. Dimensionnement hydraulique

Les principaux paramètres de construction à déterminer pour ce dimensionnement sont : la pente réelle du dalot et la vitesse d'écoulement ; qui permettront en effet de confirmer un bon ou un mauvais dimensionnement à partir d'une largeur B préalablement donnée au dalot dans le but d'assurer une bonne évacuation.

a. Hypothèses de calcul

Le dimensionnement consiste à considérer un régime d'écoulement torrentiel et un écoulement à sortie libre du dalot.

Les hypothèses numériques à étudier sont :



- soit une largeur de dalot : $\mathbf{B = 2 m}$;
- soit le BV N°2 avec un débit $Q_{10} = 13,51 \text{ m}^3/\text{s}$;
- soit le débit de chaque dalot à aménager pour le BV N°2 : $Q_0 = \frac{13,51}{3} = 4,503 \text{ m}^3/\text{s}$.

b. La pente critique

Elle sera appréciée pour la détermination de la pente réelle du dalot.

Mathématiquement, la pente critique est obtenue par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_I^* = \frac{Q_0}{\sqrt{g \times B^5}} \\ I_{cr}^* = \frac{I_{cr} \times k^2 \times B^{1/3}}{g} \end{array} \right. \quad (\text{II.59})$$

$$I_{cr}^* = \frac{I_{cr} \times k^2 \times B^{1/3}}{g} \quad (\text{II.60})$$

Avec :

- Q_I^* : paramètre adimensionnel ;
- Q_0 : le débit de calcul ;
- g : l'intensité de la pesanteur égale à $9,81 \text{ m/s}^2$;
- B : la largeur du dalot ;
- I_{cr}^* : paramètre adimensionnel ;
- I_{cr} : la pente critique du dalot ;
- k : coefficient de rugosité de la surface du dalot en béton ($k = 67$).

L'abaque de calcul de la pente dans un dalot (*Annexe 1-8*) permet de déterminer le paramètre I_{cr}^* à partir de Q_I^* .

Et on en déduit de la formule (II.60) la pente critique I_{cr} telle que :

$$I_{cr} = \frac{I_{cr}^* \times g}{k^2 \times B^{1/3}} \quad (\text{II.61})$$

Numériquement, on a :

- $Q_I^* = \frac{4,503}{\sqrt{9,81 \times 2^5}}$
 $Q_I^* = 0,254$
- L'abaque de calcul de la pente dans un dalot donne pour $Q_I^* = 0,254$, une valeur de : $I_{cr}^* = 3,01$
- $I_{cr} = \frac{3,01 \times 9,81}{67^2 \times 2^{1/3}}$
 $I_{cr} = 0,0052$



$$I_{cr} = 0,52 \%$$

c. La pente réelle

La pente réelle du dalot est obtenue rationnellement par la formule :

$$I = 1,20 \times I_{cr} \quad (\text{II.62})$$

Numériquement,

$$I = 1,20 \times 0,0052$$

$$I = 0,0062$$

$$\mathbf{I = 0,62 \%}$$

d. La vitesse d'écoulement

Mathématiquement, la vitesse d'écoulement est obtenue par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_V^* = \frac{Q_0}{k \times I^{1/2} \times B^{8/3}} \\ V^* = \frac{V}{k \times I^{1/2} \times B^{2/3}} \end{array} \right. \quad (\text{II.63})$$

$$(II.64)$$

Avec :

- Q_V^* : paramètre adimensionnel ;
- Q_0 : le débit de calcul ;
- B : la largeur du dalot ;
- V^* : paramètre adimensionnel ;
- V : la vitesse d'écoulement ;
- k : coefficient de rugosité de la surface du dalot en béton ($k = 67$).

L'abaque de calcul de la pente dans un dalot (cf. Annexe 8) permet de déterminer le paramètre V^* à partir de Q_V^* .

Et on en déduit de la formule (IX.6) la vitesse d'écoulement I_{cr} telle que :

$$V = V^* \times k \times I^{1/2} \times B^{2/3} \quad (\text{II.65})$$

Numériquement, on a :

$$\checkmark Q_V^* = \frac{4,503}{67 \times 0,0062^{1/2} \times 2^{8/3}}$$

$$Q_V^* = 0,133$$



- ✓ L'abaque de calcul de la pente dans un dalot donne pour $Q_V^* = 0,133$, une valeur de : $V^* = 0,352$
- ✓ $V = 0,352 \times 67 \times 0,0062^{1/2} \times 2^{2/3}$
 $V = 2,96 \text{ m/s}$

e. Vérification de la vitesse d'écoulement

En tenant compte des vitesses limites qui sont celles d'ensablement et d'affouillement telles que :

- vitesse d'ensablement : $V_{\text{ens}} = 0,50 \text{ m/s}$;
- vitesse d'affouillement : $V_{\text{aff}} = 6,50 \text{ m/s}$;

on obtient que : $V_{\text{ens}}(0,50 \text{ m/s}) < V (2,96 \text{ m/s}) < V_{\text{aff}}(6,50 \text{ m/s})$.

C'est-à-dire que le dalot est bien dimensionné, autrement dit la vitesse d'écoulement dans le dalot ne permet ni ensablement, ni affouillement.

Dans le cas où il y a ensablement, la section du dalot devrait être diminuée car on a un cas de surdimensionnement ; et contrairement, dans le cas d'affouillement, il y a sous dimensionnement, donc la section devrait être augmentée.

f. Hauteur du dalot

La hauteur du dalot D est obtenue en ajoutant 20 cm à la hauteur de la lame d'eau « y » telle que :

$$D = y + 0,20 \quad (\text{II.66})$$

D'autre part, celle de la lame d'eau est définie rationnellement comme suit :

$$y = B \times Q_i^{*2/3} \quad (\text{II.67})$$

Numériquement, l'application des formules (II.67) et (II.66) donne :

- $y = 2 \times 0,254^{2/3}$
 $y = 0,80 \text{ m}$
- $D = 0,80 + 0,20$
 $D = 1,00 \text{ m}$



g. Proposition de dalot

Ayant obtenu ces paramètres, on peut donc proposer au PK 225,598 ; 226,005 et 226,416 un aménagement de **dalot simple 2,00×1,00**.

X.2.1.2. Résultats de calcul pour tous les dalots

En appliquant les principes de dimensionnement sus décrits, nous obtenons le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 60 : Les paramètres de construction des dalots

N°BV	PK	Q _o [m ³ /s]	I [%]	V [m/s]	B [m]	D [m] (valeur prise)	Dalot type
1	223,600	1,860	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	223,933	3,270	0,59	2,57	1,50	1	Dalot simple 1,50×1,00
	224,400	1,860	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	225,080	1,860	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	225,353	1,860	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
2	225,698	4,503	0,62	2,96	2	1	Dalot simple 2,00×1,00
	226,005	4,503	0,62	2,96	2	1	Dalot simple 2,00×1,00
	226,416	4,503	0,62	2,96	2	1	Dalot simple 2,00×1,00
3	227,131	4,800	0,65	3,34	2	1	Dalot simple 2,00×1,00
	227,417	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	227,805	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	228,310	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	228,742	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	229,175	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	229,197	4,800	0,65	3,34	2	1	Dalot simple 2,00×1,00
	229,532	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	229,572	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	229,836	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	230,746	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	231,148	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00



N°BV	PK	Q _o [m ³ /s]	I [%]	V [m/s]	B [m]	D [m] (valeur prise)	Dalot type
3	231,522	4,720	0,63	3,32	2	1	Dalot simple 2,00×1,00
	231,555	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	231,917	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	232,142	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	232,434	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	232,617	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	232,806	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	232,917	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	233,440	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	233,997	1,840	0,50	2,19	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
4	234,649	3,120	0,57	2,54	1,50	1	Dalot simple 1,50×1,00
	234,986	3,120	0,57	2,54	1,50	1	Dalot simple 1,50×1,00
	235,648	3,120	0,57	2,54	1,50	1	Dalot simple 1,50×1,00
5	236,102	-	-	-	-	-	-
4	236,532	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	237,127	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	237,576	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	237,711	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	238,175	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	238,720	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	239,130	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	239,520	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	240,094	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
6	240,150	23,280	0,34	2,66	8	1,20	Radier à quatre ouvertures : 4×(2,00×1,20)



N°BV	PK	Q _o [m ³ /s]	I [%]	V [m/s]	B [m]	D [m] (valeur prise)	Dalot type
4	243,620	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	243,943	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	244,476	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	245,393	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	246,019	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	246,631	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
8	247,363	1,570	0,46	2,12	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	247,175	1,570	0,46	2,12	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
7	248,260	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	248,560	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	249,639	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	250,339	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00
	250,424	1,730	0,50	2,16	1	1	Dalot simple 1,00×1,00

X.2.1.3. Dimensionnement mécanique

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.

On étudiera par la suite le dalot cadre simple 2,00×1,00. Notons que les calculs de tous les dalots sont analogues sauf au niveau de la dimension type.

a. Pré dimensionnement

L'épaisseur provisoire « e » des éléments de l'ouvrage est donnée par le système rationnel suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = e_0 \times \sqrt{1 + \frac{H \times l^2}{2000 \times e_0}} \\ e_0 = \frac{l}{40} + 0,10 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(II.68)} \\ \text{(II.69)} \end{array}$$

Avec :

- e_0 : épaisseur fonction de l [m] ;
- l : ouverture de l'ouvrage [m] ($l = 2,00$ m);
- H : hauteur de remblai $H = 0,40$ m

Numériquement, on obtient :

- $e_0 = \frac{2}{40} + 0,10$
 $e_0 = 0,15$ m
- $e = 0,15 \times \sqrt{1 + \frac{0,40 \times 2^2}{2000 \times 0,15}}$
 $e = 0,1503$ m

En tenant compte des enrobages et de la sécurité, nous prendrons $e = 0,20$ m comme hypothèse pour la suite des calculs.

b. Description de l'ouvrage

La figure ci-dessous montre une représentation descriptive du dalot :

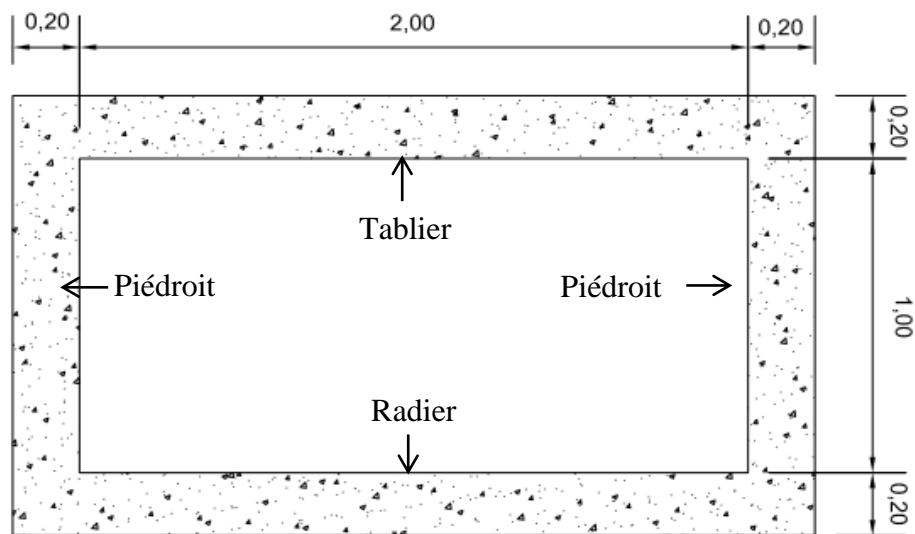


Figure 26 : Représentation descriptive du dalot 2,00×1,00

Des représentations plus descriptives seront présentées en Annexe 6.



c. Les charges appliquées au dalot

i. *Les hypothèses de calcul*

On considérera :

- épaisseur des éléments de l'ouvrage : $e = 0,20 \text{ m}$;
- masse volumique BBSG : $\rho_{\text{BBSG}} = 2,4 \text{ T/m}^3$ (Formulation LNTPB) ;
- masse volumique GCNT : $\rho_{\text{GCNT}} = 2,3 \text{ T/m}^3$;
- hauteur du remblai : $h_r = 0,40 \text{ m}$;
- masse volumique du remblai : $\rho_r = 1,8 \text{ T/m}^3$;
- angle de frottement interne du remblai : $\varphi = 30^\circ$;
- coefficient de poussée active du remblai dû au frottement : (Méthode Rankine où $\lambda=0$ et $\beta=0$)

$$K_{ay} = \frac{1-\sin\varphi}{1+\cos\varphi} = \frac{1-\sin 30}{1+\cos 30} = 0,33 \quad (\text{II.70})$$

- coefficient dû à une charge répartie : $K_{aq} = K_{ay} = 0,33$;

ii. *Les charges permanentes*

❖ Charges appliquées au tablier

Les charges appliquées sur le tablier sont le poids du remblai situé au-dessus, celui des couches de la chaussée et le poids propre du tablier :

$$g = g_t + g_r + g_c \quad (\text{II.71})$$

Avec :

- g : charge appliquée au tablier ;
- $g_t = e \times \rho_b$: poids propre du tablier ;
- $g_r = h_r \times \rho_r$: poids du remblai ;
- $g_c = h_c \times \rho_c$: poids de la chaussée.

Numériquement :

✓ $g_t = 0,20 \times 2,5$

$$g_t = 0,5 \text{ T/m}^2$$

✓ $g_r = 0,40 \times 1,8$



$$g_r = 0,72 \text{ T/m}^2$$

✓ $g_c = (2,4 \times 0,04) + (2,3 \times 0,15)$

$$g_c = 0,441$$

✓ $g = 0,5 + 0,72 + 0,441$

$$\mathbf{g = 1,661 \text{ T/m}^2}$$

❖ Contraintes appliquées sur les piédroits

Les charges appliquées aux piédroits sont principalement la poussée de terre située de part et d'autre du dalot et la poussée due aux surcharges du remblai.

$$p_{t(0)} = \rho_r \times k_a \times 0,5e + (g_t + g_r + g_c) \times k_a \quad (\text{II.72})$$

Numériquement :

$$p_{t(0)} = 1,8 \times 0,33 \times 0,5 \times 0,20 + (0,5 + 0,72 + 0,441) \times 0,33$$

$$\mathbf{p_{t(0)} = 0,608 \text{ T/m}^2}$$

$$p_{t(1)} = \rho_r k_a (1,5e + h_p) + (g_t + g_r + g_c) k_a \quad (\text{II.73})$$

Numériquement :

$$p_{t(1)} = 1,8 \times 0,33 \times (1,5 \times 0,20 + 1,00) + (0,5 + 0,72 + 0,441) \times 0,33$$

$$\mathbf{p_{t(1)} = 1,320 \text{ T/m}^2}$$

Avec h_p : hauteur du piédroit.

D'autre part, une surcharge de 1T/m^2 est considérée appliquée sur le remblai. La poussée due à cette surcharge est donnée par :

$$P_r = 1 \times k_a \times h_p \quad (\text{II.74})$$

Numériquement :

$$P_r = 1 \times 0,33 \times 1$$

$$\mathbf{P_r = 0,33 \text{ T/m}^2}$$



❖ Charges appliquées au radier

Les charges appliquées au radier sont les réactions dues à la charge permanente et au système de surcharge.

- Réaction dû à la charge permanente

Le poids propre d'un piédroit est de :

$$P_1 = 2 \cdot \rho_b \cdot e \cdot h_p \quad (\text{II.75})$$

Numériquement :

$$P_1 = 2 \times 2,5 \times 0,20 \times 1$$

$$\mathbf{P_1 = 1,00 \text{ T}}$$

La charge due aux piédroits est supposée répartie sur le radier, alors rationnellement :

$$C_{\text{Rad}} = \frac{P_1}{l_d + 2e} + g + g_{\text{rad}} \quad (\text{II.76})$$

Avec C_{Rad} ; g ; e ; l_d ; g_{rad} : respectivement, la charge au niveau du radier, la charge permanente, l'épaisseur du radier et la longueur du radier et le poids propre du radier

Où : $g_{\text{rad}} = e \times \rho_b$ (II.77)

Numériquement, on a :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad g_{\text{rad}} &= 0,20 \times 2,5 \\ g_{\text{rad}} &= 0,5 \\ \checkmark \quad C_{\text{Rad}} &= \frac{1,00}{2,00 + 2 \times 0,20} + 1,661 + 0,5 \\ C_{\text{Rad}} &= \mathbf{2,58 \text{ T/m}^2} \end{aligned}$$

- Réaction dû à la surcharge d'exploitation

Cette réaction est fonction des surcharges d'exploitations.

iii. Les surcharges d'exploitation

Les surcharges à considérer dans le calcul sont les systèmes de surcharge B_c et B_t . On retiendra la charge maximale des deux systèmes de charge B.

Les charges du système B (B_c et B_t) sont affectées des coefficients b (respectivement b_c et b_t) et δ (coefficients de majoration dynamique ou CMD) suivants:



- $b_c = 1,2$ et $b_t = 1$;
- $\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$ (II.78)

Avec :

- ✓ L : longueur du dalot ($L = 2,00$ m) ;
- ✓ G : charge permanente telle que $G = \rho_b \times e \times A$. (II.79)

Avec A désigne la surface d'influence des charges sur le tablier.

En application numérique :

- $A = 2,00 \times 7,50$
 $A = 15 \text{ m}^2$
- $G = 2,5 \times 0,20 \times 15$
 $G = 7,50 \text{ T}$

Et S désigne la surcharge maximale applicable à la travée telle que :

- ✓ $S = 6 \times 4 = 24 \text{ T}$ pour Bc (2 files de camions Bc) ;
- ✓ $S = 8 \times 4 = 32 \text{ T}$ pour Bt (2 files d'essieu Bt).
- Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

Les coefficients de majoration dynamique sont obtenus par application de la formule (II.78).

Pour Bc :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 2} + \frac{0,6}{1+4 \frac{7,50}{24}} = 1,552$$

Pour Bt :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 2} + \frac{0,6}{1+4 \frac{7,50}{32}} = 1,595$$

On retiendra la plus grande valeur de CMD : **$\delta = 1,595$**

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.

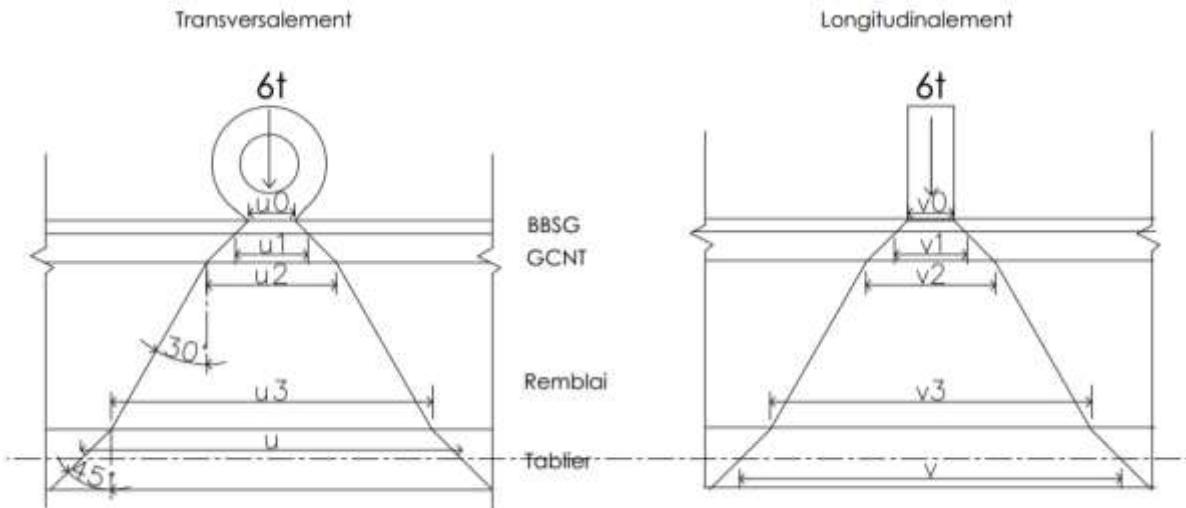


Figure : Diffusion des charges

Les dimensions du rectangle d'impact d'une roue de système B sur la chaussée sont notées par u_0 et v_0 et les dimensions du rectangle d'impact d'une roue au niveau du tablier sont u et v . Ces dernières, présentées sur la figure, sont déterminées à partir des relations suivantes :

$$u_1 = u_0 + 2\tan 45 \times h_{BBSG} \quad (\text{II.80})$$

$$u_2 = u_1 + 2\tan 45 \times h_{GCNT} \quad (\text{II.81})$$

$$u_3 = u_2 + 2\tan 45 \times h_r \quad (\text{II.82})$$

$$u = u_3 + 2\tan 45 \times \frac{e}{2} \quad (\text{II.83})$$

De même pour la détermination de v :

$$v_1 = v_0 + 2\tan 45 \times h_{BBSG} \quad (\text{II.84})$$

$$v_2 = v_1 + 2\tan 45 \times h_{GCNT} \quad (\text{II.85})$$

$$v_3 = v_2 + 2\tan 45 \times h_r \quad (\text{II.86})$$

$$v = v_3 + 2\tan 45 \times \frac{e}{2} \quad (\text{II.87})$$

Les résultats des dimensions du rectangle d'impact pour les systèmes de charges sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 61 : Les dimensions du rectangle d'impact

Système de surcharge	Bc	Bt
u_0 [m]	0,25	0,25
v_0 [m]	0,25	0,60

Numériquement :



✓ Pour le système Bc, on a $u_0 = v_0$ donc $u = v$:

$$u_1 = 0,25 + 2 \times 0,04 = 0,33 \text{ m}$$

$$u_2 = 0,33 + 2 \times 0,15 = 0,63 \text{ m}$$

$$u_3 = 0,63 + 1,15 \times 0,40 = 1,09 \text{ m}$$

$$u = 1,09 + 2 \times \frac{0,20}{2} = 1,29 \text{ m}$$

$$u = v = \mathbf{1,29 \text{ m}}$$

✓ Pour le système Bt, on a $u_0 = 0,25 \text{ m}$ d'où $u = \mathbf{1,29 \text{ m}}$ et $v_0 = 0,60 \text{ m}$:

$$v_1 = 0,60 + 2 \times 0,04 = 0,68 \text{ m}$$

$$v_2 = 0,68 + 2 \times 0,15 = 0,98 \text{ m}$$

$$v_3 = 0,98 + 1,15 \times 0,40 = 1,44 \text{ m}$$

$$v = 1,44 + 2 \times \frac{0,20}{2} = \mathbf{1,64 \text{ m}}$$

Les réactions dues aux surcharges d'exploitation du dalot sont ainsi données par :

$$Q_{Bc} = \delta \times b_c \times P_{Bc} \quad (\text{II.88})$$

$$Q_{Bt} = \delta \times b_t \times P_{Bt} \quad (\text{II.89})$$

P_{Bc} et P_{Bt} : les charges équivalentes respectivement du système Bc et Bt données par :

Pour Bc : $u = v = 1,29 \text{ m}$:

$$\text{avec } 0,5 < u < 1,5 : P_{Bc} = \frac{2 \times 6}{(0,5+u) \times u} \quad (\text{II.90})$$

Notons que 6T est la charge d'une roue de Bc.

$$P_{Bc} = \frac{2 \times 6}{(0,5+1,29) \times 1,29} = \mathbf{5,18 \text{ T/m}^2}$$

Pour Bt : $u = 1,29 \text{ m}$ et $v = 1,64 \text{ m}$

$$\text{avec } 1,0 < u < 1,7 : P_{Bc} = \frac{2 \times 8}{(1+v) \times u} \quad (\text{II.91})$$

Notons que 8T est la charge d'une roue de Bt.

$$P_{Bc} = \frac{2 \times 8}{(1+1,64) \times 1,29} = \mathbf{4,69 \text{ T/m}^2}$$

D'où numériquement :

✓ $Q_{Bc} = 1,595 \times 1,2 \times 5,18$

$$Q_{Bc} = 9,92 \text{ T/m}^2$$

✓ $Q_{Bt} = 1,595 \times 1 \times 4,69$

$$Q_{Bt} = 7,48 \text{ T/m}^2$$

On constate que la réaction Q_{Bc} est la plus défavorable. Donc, on prendra $Q = 9,92 \text{ t/m}^2$.

iv. Modélisation des charges appliquées au dalot

En somme, les charges appliquées sur le dalot cadre sont représentées sur la figure suivante :

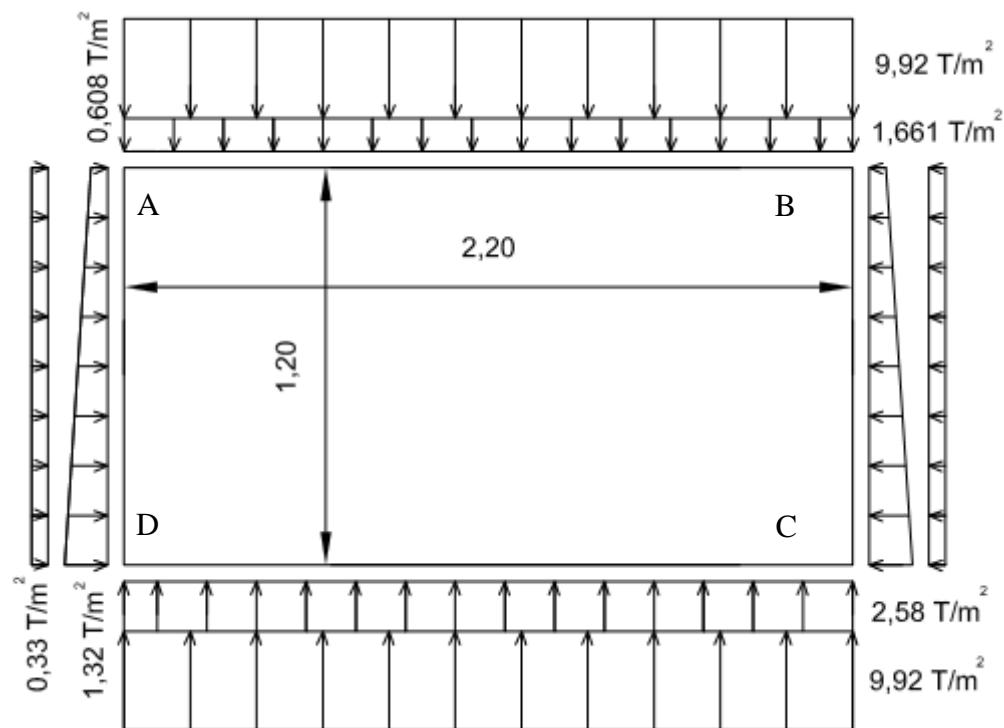


Figure 27 : Modélisation des charges appliquées sur le dalot

d. Calcul des moments fléchissant – Méthode de CROSS

Ces moments seront appréciés pour la détermination des armatures des éléments en béton.

La méthode de Cross est une méthode pratique de détermination des efforts s'exerçant dans un système à nœuds rigides sous l'action des forces extérieures d'une manière rigoureuse par des calculs simples.



i. Hypothèses de calcul

On considérera que :

- les barres sont parfaitement encastrées à ses deux extrémités ;
- les nœuds ne subissent pas de déplacement ;
- les barres travaillent en flexion ;
- le système repose sur un support élastique.

ii. Principe de calcul

■ Détermination du moment d'inertie I

Il est à noter que les éléments seront calculés par 1 mètre de longueur de l'ouvrage.

Le moment d'inertie de chaque traverse et piédroit existant, étant de section rectangulaire, est donné par :

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{II.92})$$

Avec b la base [m] et h la hauteur [m].

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit par raison de symétrie :

Tableau 62 : Les moments d'inerties de chaque barre

Eléments	Barres	b [m]	h [m]	I [m^4]
Horizontaux	AB = DC	1,00	0,20	$6,67 \times 10^{-4}$
Verticaux	BC = AD	1,00	0,20	$6,67 \times 10^{-4}$

■ Calcul de la raideur Ri

Pour les éléments encastrés à chaque extrémité, la raideur de chaque élément est déterminée par la relation :

$$R_i = \frac{I}{L} \quad (\text{II.93})$$

Où :

- ✓ I désigne le moment d'inertie [cm^4] ;
- ✓ L désigne la longueur de chaque barre [cm].

■ Calcul du coefficient de répartition Ci

Ce coefficient permet de répartir la somme des moments en un nœud entre les barres qui en dérivent. Chaque barre AX a son propre coefficient de répartition donné par la formule :



$$C_{AX} = \frac{R_{AX}}{\sum R_i} \quad (\text{II.94})$$

Avec R_i la raideur des barres i.

Les calculs par application des formules (IX.35) et (IX.36) et leurs résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 63 : Raideur des barres et coefficient de répartition

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Iij	$6,67 \times 10^{-4}$							
Rij	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,55 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$
Cij	0,6471	0,3529	0,3529	0,6471	0,6471	0,3529	0,3529	0,6471

▪ Calcul du moment d'encastrement parfait Mi

Le moment dans chaque poutre est obtenu par application de la méthode de la résistance des matériaux telle que chaque barre est considérée comme encastrée à ses deux extrémités et soumise à une charge linéaire q. Pour un chargement rectangulaire, la valeur de Mi est dans ce cas donné par :

$$M_i = \frac{qL^2}{12} \quad (\text{II.95})$$

❖ Calcul du moment réel dans les barres

Le moment réel dans les barres est déterminé à partir du tableau de cross, en faisant la somme des moments dans chaque barre obtenue par chaque itération due au déblocage des nœuds. Ce moment sera ensuite ajouté au moment d'encastrement parfait de cette barre.

Le déblocage des nœuds se fait à partir des moments qui lui sont appliqués pour les répartir proportionnellement en fonction du coefficient de répartition Ci de chaque barre tel que :

$$M_{AX} = -C_{ij} M \quad (\text{II.96})$$

Avec M désigne la somme des moments d'encastrement parfait et des moments transmis aux nœuds.

Pour les extrémités, les moments transmis sont donnés par la relation suivante :

$$M_{AX} = \frac{M_{XA}}{2} \quad (\text{II.97})$$



▪ Calcul de l'effort tranchant dans les barres

L'effort tranchant dans les barres est donné rationnellement par la formule suivante :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{XA} + M_{AX}}{L} \quad (\text{II.98})$$

Θ désigne l'effort tranchant de l'élément.

▪ Calcul des moments maximaux dans les barres

Le moment maximal appliqué sur une barre est tel que :

$$M_x = \mu - M_{AX} + x \frac{M_{XA} + M_{AX}}{L} \quad (\text{II.99})$$

Avec :

- ✓ μ : moment en un point quelconque de la poutre droite de même portée reposant sur deux appuis simples et supportant la même charge que la barre considérée ;
- ✓ M_{AX} : moment fléchissant du nœud A ;
- ✓ M_{XA} : moment fléchissant du nœud X.

iii. Calcul des moments et efforts normaux

Pour déterminer les moments totaux dans la structure, on va calculer les différents moments pour chaque type de charge (g , Q_B , Pr , C_{rad} , Pt et Q_{sol}) puis on les superposera pour obtenir le diagramme final.

iv. Application de la méthode de Cross

⊕ Charge permanente G

▪ Charge permanente g au-dessus de l'ouvrage

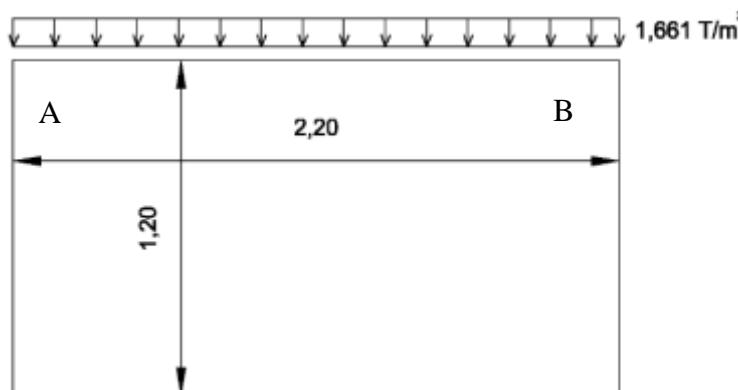


Figure 28 : Charge permanente appliquée à la barre AB

- ✓ Moment d'encastrement isostatique par application de la formule (II.95) :



$$M_{AB} = -M_{AB} = \frac{1,661 \times 2,20^2}{12}$$

$$M_{AB} = -M_{AB} = \mathbf{0,4683tm}$$

- ✓ Les efforts normaux dans chaque barre sont tels que :

Barres DA et BC :

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \frac{g_{AB} \times l_d}{2}$$

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \frac{1,661 \times 2,20}{2}$$

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \mathbf{1,277t}$$

Barres AB et CD :

$$N_{AB} = N_{BA} = N_{CD} = N_{DC} = \mathbf{0}$$

Les résultats de calcul pour les moments et efforts normaux dus à la charge permanente sur la barre AB sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 64 : Moment et effort normal dus à la charge permanente sur la barre AB

Nœuds i	A		B		C	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD
Cij	0,6471	0,3529	0,3529	0,6471	0,6471	0,3529
Mi		0,4683	-0,4683			
A	-0,303	-0,1653	-0,0826			
D	0,0490					0,0267
C				-0,0086	-0,0173	-0,0094
B		0,0987	0,1975	0,3621	0,1810	
A	-0,0956	-0,0522	-0,0261			
D	0,0170					0,0093
C				-0,0616	-0,1231	-0,0672
B		0,0155	0,0309	0,0567	0,0284	
A	-0,021	-0,01145613	-0,0057			
D	0,0143					0,0078
C				-0,0117	-0,0234	-0,0128
B		0,0031	0,0061	0,0113	0,0056	

Nœuds i	A		B		C	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD
A	-0,01122	-0,00611872	-0,0031			
D	0,0039					0,0021
C				-0,0025	-0,0050	-0,0027
B		0,0010	0,0020	0,0036	0,0018	
A	-0,00314	-0,00171532	-0,0009			
D	0,0010					0,0005
C				-0,0008	-0,0015	-0,0008
B		0,0003	0,0006	0,0010	0,0005	
ΣM	-0,349	0,350	-0,350	0,350	0,047	-0,046
Erreur	0,001	0,000	0,001			
ΣN	1,277	0,000	0,000	1,277	1,277	0,000

▪ Réaction C_{rad} du sol due au poids propre

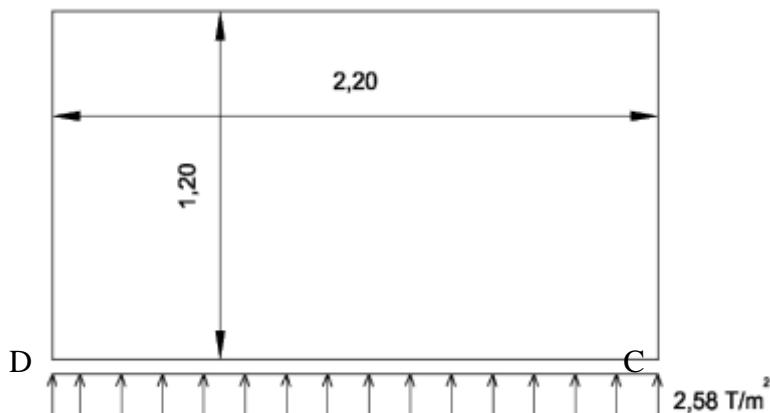


Figure 29 : Réaction du sol appliquée à la barre CD

✓ Moment d'encastrement isostatique :

$$M_{CD} = -M_{DC} = \frac{2,580 \times 2,20^2}{12}$$

$$M_{CD} = -M_{DC} = 1,0406 \text{ tm}$$

✓ Efforts normaux :

Barres DA et BC :

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \frac{2,580 \times 2,20}{2}$$

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = 2,838 \text{ t}$$

Barres AB et CD :

$$N_{AB} = N_{BA} = N_{CD} = N_{DC} = 0$$

Les résultats de calcul pour les moments et efforts normaux dus à la charge permanente sur la barre CD sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 65 : Moment et effort normal dus à la réaction du sol sur la barre CD

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Iij	$6,67 \times 10^{-4}$							
Rij	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,55 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$
Cij	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059
Mi						1,0406	-1,0406	
ΣM	-0,044	0,044	0,122	-0,122	-0,774	0,774	-0,796	0,796
Erreur	0,000		0,000		0,000		0,000	
ΣN	2,838	0,000	0,000	2,838	2,838	0,000	0,000	0,000

- Poussée des terres sur les barres DA et BC

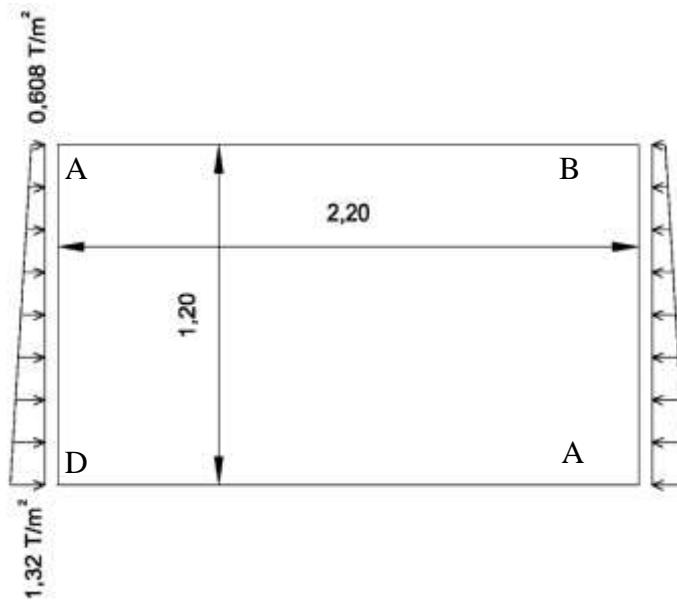
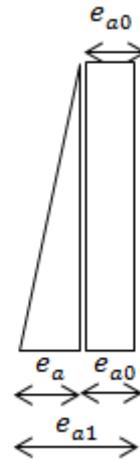


Figure 30 : Poussée des terres appliquées aux barres AD et BC

- ✓ Moment d'encastrement isostatique

L'application des charges est de forme trapézoïdale, on la décomposera en deux parties : l'une rectangulaire et l'autre triangulaire telle que :



On a :

$$e_{a0} = 0,608 \text{ t/m}^2 \text{ et } e_{a1} = 1,320 \text{ t/m}^2$$

$e_a = e_{a1} - e_{a0} = 0,712 \text{ t/m}^2$: intensité de la poussée de terre indiquée sur la figure précédente.

Ainsi :

$$M_{DA} = -M_{CB} = \frac{0,712 \times 1,20^2}{20} + \frac{0,608 \times 1,20^2}{12}$$

$$M_{DA} = -M_{CB} = 0,1242 \text{ tm}$$

$$M_{BC} = -M_{AD} = \frac{0,712 \times 1,20^2}{30} + \frac{0,608 \times 1,20^2}{12}$$

$$M_{BC} = -M_{AD} = \mathbf{0,0780 \text{ tm}}$$

✓ Efforts normaux :

Barre AB :

$$N_{AB} = N_{BA} = \frac{0,712 \times 1,20}{6} + \frac{0,608 \times 1,20}{2}$$

$$N_{AB} = N_{BA} = \mathbf{0,507 \text{ t}}$$

Barre CD :

$$N_{CD} = N_{BC} = \frac{0,712 \times 1,20}{3} + \frac{0,608 \times 1,20}{2}$$

$$N_{CD} = N_{BC} = \mathbf{0,650 \text{ t}}$$

Barres AD et BC :

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \mathbf{0}$$

Les résultats de calcul pour les moments et efforts normaux dus à la poussée des terres sur les barres AD et BC sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 66 : Sollicitations dues à la poussée des terres sur AD et BC

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Iij	$6,67 \times 10^{-4}$							
Rij	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,55 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$
Cij	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059
Mi	-0,0780			0,0780	-0,1242			0,1242
ΣM	-0,032	0,032	-0,032	0,032	-0,039	0,039	-0,039	0,040
Erreur	-0,000		0,000		0,000		0,001	
ΣN	0,000	0,507	0,507	0,000	0,000	0,650	0,650	0,000

✚ Surcharges d'exploitation Q

- Surcharge du camion appliquée B à AB

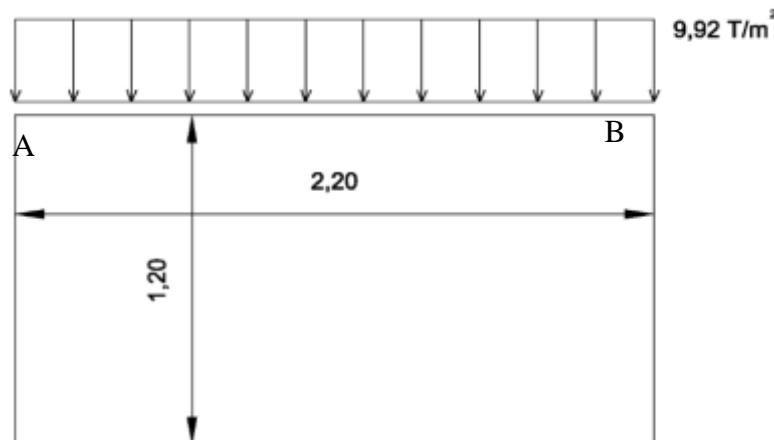


Figure 31 : Surcharge de camion appliquée sur la barre AB

- ✓ Moment d'encastrement isostatique :

$$M_{AB} = -M_{BA} = \frac{9,920 \times 2,20^2}{12}$$

$$M_{AB} = -M_{BA} = \mathbf{4,0011 \text{ tm}}$$

- ✓ Efforts normaux :

Barres DA et BC :

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \frac{9,920 \times 2,20}{2}$$

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = 10,912 \text{ t}$$

Barres AB et CD :

$$N_{AB} = N_{BA} = N_{CD} = N_{DC} = 0$$

Les résultats de calcul pour les moments et efforts normaux dus à la surcharge Q_B sur la barre AB sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 67 : Moments et efforts normaux dus à la surcharge Q_B du camion

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Iij	$6,67 \times 10^{-4}$							
Rij	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,55 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$
Cij	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059
Mi		4,0011	-4,0011					
ΣM	-2,987	2,988	-2,987	2,987	0,399	-0,398	0,398	-0,398
Erreur	0,001		0,000		0,001		0,000	
ΣN	10,912	0,000	0,000	10,912	10,912	0,000	0,000	10,912

- Réaction du sol Q_{sol} due au passage du camion B appliquée à CD

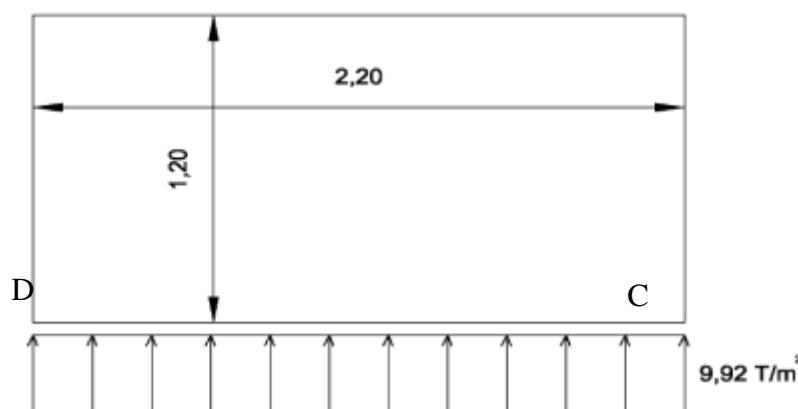


Figure 32 : Réaction du sol due au passage de camion appliquée à CD

- ✓ Moment d'encastrement isostatique :

$$M_{CD} = -M_{DC} = \frac{9,920 \times 2,20^2}{12}$$



$$M_{CD} = -M_{DC} = \mathbf{4,0011 \, tm}$$

✓ Efforts normaux :

Barres DA et BC :

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \frac{9,920 \times 2,20}{2}$$

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \mathbf{10,912 \, t}$$

Barres AB et CD :

$$N_{AB} = N_{BA} = N_{CD} = N_{DC} = \mathbf{0}$$

Les résultats de calcul pour les moments et efforts normaux dus à la surcharge Q_B sur la barre CD sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 68 : Moment et effort normal dus à la réaction Qsol due au passage du camion B

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Iij	$6,67 \times 10^{-4}$							
Rij	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,55 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$
Cij	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059
Mi						4,0011	-4,00107	
ΣM	0,399	-0,398	0,398	-0,398	-2,987	2,988	-2,987	2,987
Erreur	0,000		0,000		0,001		0,000	
ΣN	10,912	0,000	0,000	10,912	10,912	0,000	0,000	10,912

- Surcharge Pr de remblai appliquée à DA et BC

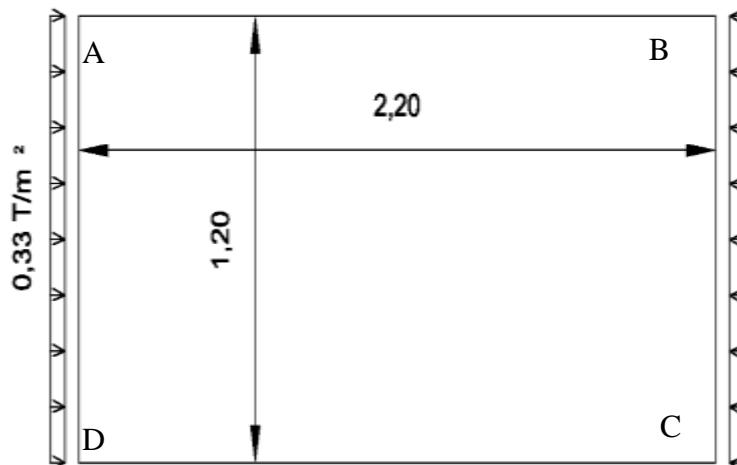


Figure 33 : Surcharge de remblai appliquée aux piédroits



- ✓ Moment d'encastrement isostatique :

$$M_{DA} = M_{BC} = -M_{AD} = -M_{BC} = \frac{0,330 \times 1,20^2}{12}$$

$$M_{DA} = M_{BC} = -M_{AD} = -M_{BC} = \mathbf{0,0396 \text{ tm}}$$

- ✓ Efforts normaux :

Barres DA et BC :

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \frac{0,330 \times 1,20}{2}$$

$$N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \mathbf{10,912 \text{ t}}$$

Barres AB et CD :

$$N_{AB} = N_{BA} = N_{CD} = N_{DC} = \mathbf{0}$$

Les résultats de calcul pour les moments et efforts normaux dus à la surcharge de remblai appliquée à la barre DA et BC sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 69 : Moments dus à la surcharge de remblai Pr appliquée à DA et BC

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Iij	$6,67 \times 10^{-4}$							
Rij	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,55 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$3,03 \times 10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-4}$
Cij	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059	0,647059	0,352941	0,352941	0,647059
Mi	-0,0396			0,0396	-0,0396			0,0396
ΣM	-0,014	0,014	-0,014	0,014	-0,014	0,014	-0,014	0,014
Erreur	0,000		0,000		0,000		0,000	
ΣN	0,198	0,000	0,000	0,198	0,198	0,000	0,000	0,198

✚ Récapitulation des efforts dans les barres

Nous allons récapituler tous les moments dans les barres le tableau suivant :

**Tableau 70 :** Moments dans les barres

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{AB} =$	-0,349	0,350	-0,350	0,350	0,047	-0,046	0,046	-0,047
$M_{CD} =$	0,044	-0,044	0,122	-0,122	-0,774	0,774	-0,796	0,796
$M_{DA/BC} =$	-0,032	0,032	-0,032	0,032	-0,039	0,039	-0,039	0,040
$G = \sum M_i =$	-0,337	0,338	-0,259	0,259	-0,767	0,767	-0,788	0,788
$M_{AB} =$	-2,987	2,988	-2,987	2,987	0,399	-0,398	0,398	-0,398
$M_{CD} =$	0,399	-0,398	0,398	-0,398	-2,987	2,988	-2,987	2,987
$M_{DA/BC} =$	-0,014	0,014	-0,014	0,014	-0,014	0,014	-0,014	0,014
$Q = \sum M_i =$	-2,602	2,603	-2,603	2,603	-2,602	2,604	-2,602	2,603

D'autre part, les combinaisons d'actions sont les suivantes :

- ✓ ELU : $1,35 M_G + 1,5 M_Q$; (II.100)
- ✓ ELS : $M_G + M_Q$. (II.101)

Où G et Q représentent respectivement les sollicitations dues à la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Les combinaisons d'actions sont obtenues dans le tableau qui suit par application des formules (II.100) et (II.101):

Tableau 71: Moments aux appuis à l'ELU et à l'ELS

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
$M_G = \sum M_i =$	-0,337	0,338	-0,259	0,259	-0,767	0,767	-0,788	0,788
$M_Q = \sum M_i =$	-2,602	2,603	-2,603	2,603	-2,602	2,604	-2,602	2,603
ELU	-4,358	4,361	-4,254	4,255	-4,938	4,941	-4,968	4,969
ELS	-2,939	2,941	-2,862	2,862	-3,369	3,371	-3,391	3,392

Calcul des moments en travée

Dans le principe décrit antérieurement, formule (II.99), les moments en travées sont donnés par :

$$M_x = \mu - M_{AX} + x \frac{M_{XA} + M_{AX}}{L} \quad (\text{II.102})$$

A titre d'exemple, prenons le cas de la charge permanente g appliquée à AB :



- Moment isostatique μ de la barre considérée sur appui simple :

$$\mu = \frac{g_{AB} \times L_{AB}^2}{8} = \frac{1,161 \times 2,20^2}{8}$$

$$\mu = \mathbf{0,702 \, tm}$$

- Moment en travée : il s'exprime par la formule :

$$M_{(AB/2)} = \mu - M_{AB} + x \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_{AB}}$$

Au milieu de la travée où $x = \frac{L_{AB}}{2}$, le moment maximal s'écrit :

$$M_{\left(\frac{AB}{2}\right)} = \mu - \frac{M_{AB} - M_{BA}}{2} = 0,702 - \frac{0,350 + 0,350}{2}$$

$$M_{\left(\frac{AB}{2}\right)} = \mathbf{0,353 \, tm}$$

Le calcul des moments en travée dus à chaque charge est directement donné dans le tableau suivant :

Tableau 72 : Calcul des moments en travée

Charge	Barres	q [t/m ²]	L [m]	μ [tm]	x [m]	M _{AX}	M _{X_A}	M _X
g	AB	1,161	2,2	0,702405	1,1	0,350	-0,350	0,353
S	CD	2,58	2,2	1,5609	1,1	0,774	-0,796	0,776
Pt	DA	0,608	1,2	0,17352	0,6	0,040	-0,032	0,138
QB	AB	9,92	2,200	6,002	1,100	2,988	-2,987	3,014
Qsol	CD	9,92	2,200	6,002	1,100	2,988	-2,987	3,014
Pr	DA	0,33	1,200	0,059	0,600	0,014	-0,014	0,045

D'autre part, les combinaisons d'actions sont les suivantes par utilisation des formules (IX.42) et (IX.43) :

Tableau 73 : Moments à l'ELU et ELS à mi travée en [tm]

Travée	AB	BC	CD	DA
M _G	0,353	0,138	0,776	0,138
M _Q	3,014	0,045	3,014	0,045
ELU	4,997	0,254	5,569	0,254
ELS	3,367	0,183	3,790	0,183

Diagramme des moments fléchissant

Le diagramme des moments fléchissant à l'état limite ultime est représenté par la figure suivante :

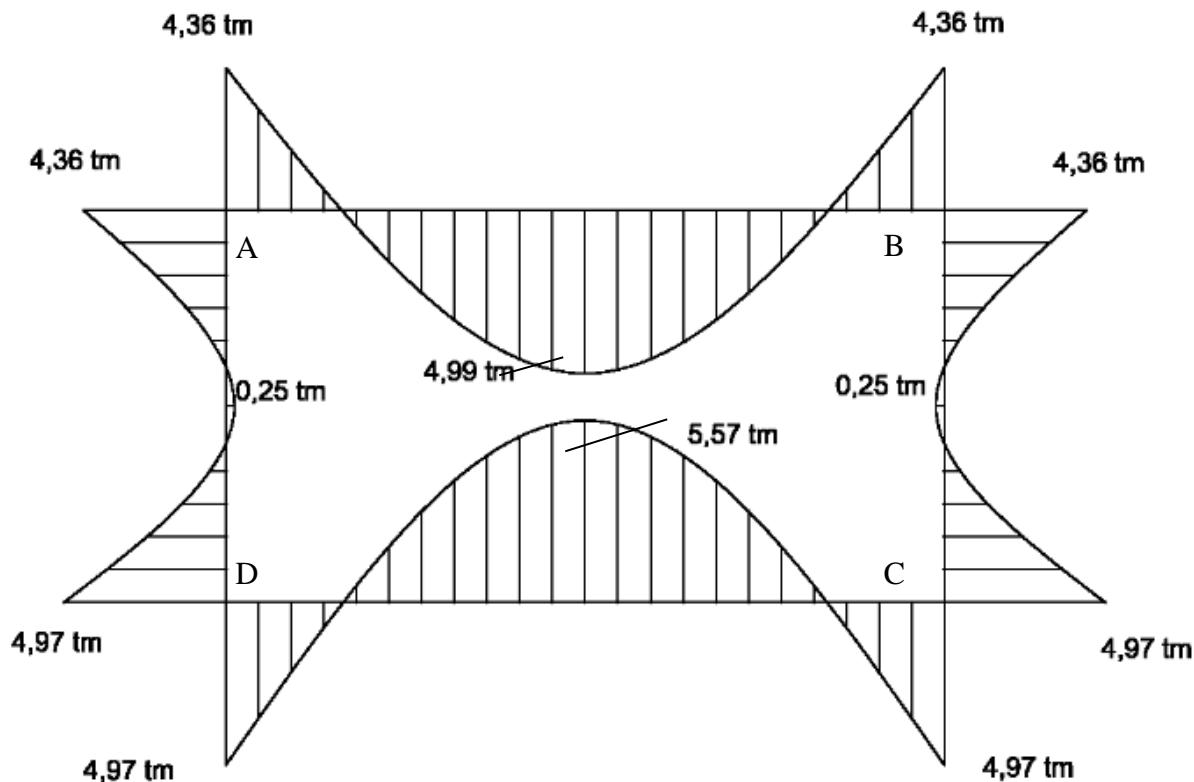


Figure 34 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Détermination des efforts tranchants dans les barres

Ils sont donnés par la relation suivante :

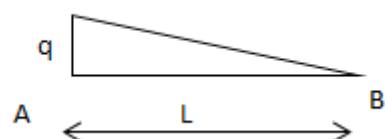
$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{xA} + M_{Ax}}{L} \quad (\text{II.103})$$

θ désigne l'effort tranchant de l'élément considéré comme simplement appuyé.

Pour le chargement rectangulaire, on a :

$$\theta(x) = \frac{qL}{2} \quad (\text{II.104})$$

Pour un chargement triangulaire :





$$\theta_A(x) = \frac{qL}{3} \quad (\text{II.105})$$

$$\theta_B(x) = \frac{qL}{6} \quad (\text{II.106})$$

L'application de ces quatre dernières formules permettent de calculer les efforts tranchants dans les barres tels que :

Tableau 74 : Calcul des efforts tranchants dans les barres

Charge	Barres	q [t/m ²]	Θ [t]	M _{AX}	M _{XA}	V [t]
g	AB	1,161	1,277	0,350	-0,350	1,595
S	CD	2,58	2,838	0,774	-0,796	3,586
Pt	DA	0,608	0,507	0,040	-0,032	0,567
QB	AB	9,92	10,912	2,988	-2,987	13,628
Qsol	CD	9,92	10,912	2,988	-2,987	13,628
Pr	DA	0,33	0,198	0,014	-0,014	0,222

D'autre part, avec les combinaisons d'action, on obtient le tableau suivant :

Tableau 75 : Efforts tranchants dans les barres en [t]

Barres ij	AB	BC	CD	DA
V _G =ΣV _i =	1,595	0,567	3,552	0,567
V _Q =ΣV _i =	13,628	0,222	13,628	0,222
ELU	22,595	1,098	25,236	1,098
ELS	15,223	0,789	17,179	0,789

e. 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.

i. Les hypothèses de calcul

Nous considérerons les hypothèses suivantes dans la réalisation du béton :

- type de ciment : CEM I ;
- dosage du béton : Q350, kg/m³ avec contrôle strict ;
- masse volumique du béton : ρ_b = 2,5 T/m³ ;
- résistance caractéristique du béton âgé de 28 jours à la compression : f_{c28} = 25 MPa ;
- résistance caractéristique du béton âgé de 28 jours à la traction : f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa ; (II.107)



- résistance de calcul à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad (\text{II.108})$$

avec $\Theta = 1$ et $\gamma_b = 1,5$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

- angle de répartition des charges à travers le béton : $\theta_b = 45^\circ$;
- contrainte de compression du béton à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (\text{II.109})$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pour les aciers à utiliser comme armatures, les hypothèses sont les suivantes :

- acier de barre à haute adhérence Fe500 ;
- limite d'élasticité des aciers : $f_e = 500 \text{ MPa}$;
- condition de fissuration : FP (fissuration préjudiciable) ;
- contrainte de l'acier :

- ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{II.110})$$

avec γ_s (coefficient de sécurité) = 1,15

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15}$$

$$\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$$

- ELS :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} \quad (\text{II.111})$$

avec η : coefficient de fissuration ; $\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence.

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Le tablier et le radier seront calculés en flexion simple tandis que les piédroits seront calculés en flexion composée.



Les armatures sont calculées par mètre linéaire suivant la largeur du dalot pour les éléments horizontaux (tablier et traverse).

La fissuration étant considérée comme préjudiciable (ouvrage sujet à la condensation), l'enrobage est de $e = 4 \text{ cm}$ et le calcul est conduit à l'**ELS**.

ii. Calcul des armatures de la dalle du tablier

▪ Armatures aux appuis

Le calcul des armatures longitudinales et transversales est décrit ci-dessous :

On a $M_{app}^{ELS} = M_{ser} = 0,02941 \text{ MNm}$.

- Moment résistant du béton M_{rb} à l'ELS :

$$M_{rb} = \frac{\bar{\alpha}_1}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) bd^2 \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{II.112})$$

Avec :

$$\checkmark \quad \bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,474 ; \quad (\text{II.113})$$

✓ b : Largeur de la pièce en BA : $b = 1 \text{ m}$;

✓ d : La hauteur utile de la dalle[m] : $d = h - e = 0,22 - 0,04 = 0,16 \text{ m}$. (II.114)

Numériquement,

$$M_{rb} = \frac{0,527}{2} \left(1 - \frac{0,527}{3} \right) 1 \times 0,16^2 \times 15$$

$$M_{rb} = \mathbf{0,077 \text{ MNm}}$$

On constate que $|M_{ser}| < M_{rb}$, donc on n'a pas besoin d'armatures de compression, la section est donc simplement armée.

- Calcul de A_{ser} :

$$A_{ser} = \frac{|M_{ser}|}{\bar{Z} * \bar{\sigma}_s} \quad (\text{II.115})$$

Avec $\bar{Z} = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right)$: bras de levier [m], $\bar{Z} = 0,135 \text{ m}$; et $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$

$$\text{Ainsi, } A_{ser} = \frac{0,034}{0,15 \times 250} = 8,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{ser} = \mathbf{8,73 \text{ cm}^2}$$



- Calcul de A_{min} :

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \quad (\text{II.116})$$

Avec :

- ✓ $b = 1,00 \text{ m}$;
- ✓ $h = 0,20 \text{ m}$;
- ✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- ✓ $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Numériquement :

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,20}{1000}; 0,23 \times 1 \times 0,16 \times \frac{2,1}{500}\right)$$

$$A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} > A_{min}$: Condition vérifiée.

- Armatures réelles :

$A_{ser} = 8,73 \text{ cm}^2$ donc on a **8 HA 12** espacées de 13 cm. $A_{réelle} = 9,05 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition A_r :

$$A_r = \frac{A_{réelle}}{3} \quad (\text{II.117})$$

$$A_r = \frac{8,73}{3} = 3,02 \text{ cm}^2$$

On choisit alors **8 HA 8** /ml espacées de 14cm donc $A_{réelle} = 4,02 \text{ cm}^2$.

- Armatures en travée

Le calcul des armatures longitudinales et transversales est décrit ci-dessous :

On a $M_{0,5}^{\text{ELS}} = M_{ser} = 0,034 \text{ MNm}$

- Moment résistant du béton M_{rb} à l'ELS :

$$M_{rb} = \frac{\overline{\alpha_1}}{2} \left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3}\right) bd^2 \overline{\sigma_{bc}} \quad (\text{II.118})$$



$$M_{rb} = 0,077 \text{ MNm}$$

$|M_{ser}| < M_{rb}$, donc on n'a pas besoin d'armatures de compression, la section est donc simplement armée.

- Calcul de A_{ser} par application de la formule (II.115)

$$A_{ser} = \frac{|0,077|}{0,135 \times 250} = 10 \times 10^{-4}$$

$$A_{ser} = 10 \text{ cm}^2$$

- Calcul de A_{min} par application de la formule (II.116)

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} > A_{min}$: Condition vérifiée.

- Armatures réelles

$A_{ser} = 10 \text{ cm}^2$ donc on a **10 HA 12** espacées de 8 cm. $A_{réelle} = 11,30 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition A_r par application de la formule (II.117)

$$A_r = \frac{8,73}{3}$$

$$A_r = 3,77 \text{ cm}^2$$

On choisit alors **8 HA 8** /ml espacées de 14 cm donc $A_{réelle} = 4,02 \text{ cm}^2$.

- 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 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{II.119})$$

Avec :

$$\checkmark \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd}, V_u = 0,226 \text{ MN} ;$$



✓ $\bar{\tau}_u = \min \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ MPa} \right)$.

Après calcul, on trouve $\tau_u = 1,412 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$

La condition n'est pas vérifiée ; donc les armatures d'âmes sont nécessaires et ils jouent le rôle des armatures transversales. Dans le cas du dalot, elles seront assurées par les armatures du piédroit.

▪ Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est exprimée par la relation suivante :

$$Q_u \leq \bar{Q}_u = 0,045 u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{II.120})$$

Avec :

- ✓ Q_u : charge de calcul à l'ELU :

$$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times \delta \times P \quad (\text{II.121})$$

- ✓ u_c : le périmètre du contour de la charge locale appliquée au niveau du feuillet moyen de la dalle :

$$u_c = 2(a + b) = 2(u + v) \quad (\text{II.122})$$

- ✓ h : la hauteur totale de la dalle.

Numériquement :

$$u_c = 5,16 \text{ m}$$

$$Q_u = 29,89 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_u = 75,51 \text{ t}$$

On constate que $Q_u \leq \bar{Q}_u$; donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

iii. Calcul des armatures du tablier

En suivant le même raisonnement et procédé de calcul, on obtient :

- aux appuis, pour $M_{app}^{ELS} = M_{ser} = 0,034 \text{ MNm}$:
 - ✓ $A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2$;



- ✓ $A_{ser} = 10,07 \text{ cm}^2$;
 - ✓ $A_{ser} > A_{min}$, condition vérifiée ;
 - ✓ $A_{réelle} = 11,31 \text{ cm}^2$;
 - ✓ Armatures longitudinales : **10 HA 12** espacées de 10 cm ;
 - ✓ $A_r = 3,77 \text{ cm}^2$;
 - ✓ Armatures de répartition : **8 HA 8** espacées de 14 cm.
- en travée, pour $M_{0,5}^{\text{ELS}} = M_{ser} = 0,038 \text{ MNm}$:
 - ✓ $A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2$;
 - ✓ $A_{ser} = 11,25 \text{ cm}^2$;
 - ✓ $A_{ser} > A_{min}$, condition vérifiée ;
 - ✓ $A_{réelle} = 11,31 \text{ cm}^2$;
 - ✓ Armatures longitudinales : **10 HA 12** espacées de 10 cm ;
 - ✓ $A_r = 4,02 \text{ cm}^2$;
 - ✓ Armatures de répartition : **6 HA 10** espacées de 19 cm.

iv. Calcul des armatures des piédroits

Le piédroit est soumis à un effort normal dû aux charges et surcharges sur le tablier et aux moments fléchissant dus à la poussée des terres sur sa paroi et dus à la surcharge de remblai. Le piédroit travaille donc en flexion composée.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- dimensions du piédroit : $D = 0,20m$; $L = 1,20m$;
- sollicitations en service : $M_{ser} = 0,183tm$; $N_{ser} = 26,137 t$;
- longueur de flambement : $L_f = 0,5L = 0,60m$.

▪ Calcul de l'excentricité :

on a $N > 0$ (compression) :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \quad (\text{II.123})$$

$$e_0 = \frac{0,183}{26,137} = 0,01 m$$

On constate que $e_0 > \frac{D}{8} = 0,025m$.

L'effort normal N_{ser} est situé à l'extérieur du noyau central, la section est alors partiellement comprimée.



L'excentricité de 1^{er} ordre est donnée par :

$$e_1 = \frac{\sum \gamma_i M_{G0}}{\sum \gamma_i N_i} + e_a \quad (\text{II.124})$$

Avec :

- ✓ $\sum \gamma_i M_{G0}$: moment fléchissant à l'ELU ;
- ✓ $\sum \gamma_i N_i$: effort normal à l'ELU au pied de la colonne ;
- ✓ e_a : Excentricité additionnelle donnée par :

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = 0,02 \text{ m} \quad (\text{II.125})$$

Numériquement :

$$e_1 = \frac{0,183}{26,137} + 0,02$$

$$e_1 = 0,03 \text{ m}$$

■ Vérification de la stabilité de forme

Comparons $\frac{L_f}{D}$ et $\max \left\{ 15; \frac{20e_1}{D} \right\}$: $\frac{L_f}{D} = 3 \text{ m}$ et $\max \left\{ 15; \frac{20e_1}{D} \right\} = 15 \text{ m}$.

On a $\frac{L_f}{D} < \max \left\{ 15; \frac{20e_1}{D} \right\}$, 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 :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^2 D(2+\alpha\varphi)} \quad (\text{II.126})$$

Avec : $\alpha = 1$ et $\varphi=2$:

$$e_2 = \frac{3 \times 0,6^2}{10^2 \times 0,20(2+1 \times 2)} = 0,00216 \text{ m}$$

■ Sollicitations de calcul pour la flexion composée

$$Nu = \sum \gamma_i N_i = -38,58 \text{ t} ;$$

La sollicitation ramenée au centre de gravité est obtenue comme suit :

$$Mu = Nu \times [(e_1 + e_2) - (d - \frac{h}{2})] \quad (\text{II.127})$$

$$Mu = 2,569 \text{ tm}$$

■ Calcul des armatures longitudinales

- Le calcul par flexion simple se traduit par :



$$A_{FS} = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} \quad (\text{II.128})$$

Avec $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$.

Numériquement :

$$A_{FS} = \frac{2,569}{0,135 \times 434,78}$$

$$\mathbf{A_{FS} = 4,38 \text{ cm}^2}$$

- Le calcul par flexion composée donne :

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_u}{f_{ed}} \quad (\text{II.129})$$

Numériquement :

$$A_{FC} = 4,38 - \frac{-38,58}{434,78}$$

$$\mathbf{A_{FC} = 13,26 \text{ cm}^2}$$

On choisit alors **12 HA 12** espacées de 8 cm donc $A_{réelle} = 13,57 \text{ cm}^2$.

- Armatures de répartition A_r par application de la formule (II.117)

$$A_r = \frac{14,07}{3}$$

$$\mathbf{A_r = 4,69 \text{ cm}^2}$$

On choisit alors **7 HA 10** /ml espacées de 16 cm donc $A_{réelle} = 5,49 \text{ cm}^2$.

v. Résultats de calcul des armatures

Les résultats de calcul des armatures sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 76 :** Les armatures longitudinales et transversales du dalot

	NŒUDS				TRAVEES			
	A	B	C	D	AB	CD	BC	DA
	Longitudinalement							
A _{calculée} (cm ²)	8,73	8,73	10,07	10,07	10,00	11,25	13,26	13,26
A _{réelle} (cm ²)	9,05	9,05	11,31	11,31	11,31	11,31	13,57	13,57
Barre	8HA12	8HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	12HA12	12HA12
	Transversalement							
A _{calculée} (cm ²)	3,02	3,02	3,77	3,77	3,77	4,02	4,69	4,69
A _{réelle} (cm ²)	3,14	3,14	3,93	3,93	3,93	4,71	4,71	4,71
Barre	8HA8	8HA8	5HA10	5HA10	8HA8	6HA10	7HA10	7HA10

Le plan de ferraillage comme disposition de construction est présenté en *Annexe 6-2*.

X.2.2. Radiers submersibles alvéolés 4×(2,00×1,20)

IX.2.2.1. Description de l'ouvrage

Les figures et paramètres de construction descriptive sont donnés en *Annexe 7-1*.

Les caractéristiques retenues sont données dans le tableau suivant :

Tableau 77 : Caractéristiques de dimensionnement

Eléments	Barres	Epaisseur [m]	Entraxe [m]
Tablier	AB, BC, CD, DE	0,3	2,4
Radier	FG, GH, HI, IJ	0,3	2,4
Piédroits	JA, BI, CH, DG, EF	0,4	1,5

IX.2.2.2. Dimensionnement mécanique

a. Les hypothèses de calcul

On considérera les hypothèses suivantes :

- épaisseur des éléments de l'ouvrage : $e_1 = 0,30$ m : épaisseur des éléments horizontaux et $e_2 = 0,40$ m : épaisseur des éléments verticaux ;
- masse volumique du sol : $\rho_r = 1,8$ T/m³ ;



- coefficient de poussée active du remblai dû au frottement : (Méthode Rankine où $\lambda=0$ et $\beta=0$)
 $K_{ay} = 0,33$
- coefficient dû à une charge répartie : $K_{aq}= K_{ay}= 0,33$;
- dosage du béton : Q350 kg/m³ ;
- poids volumique du béton : $\rho_b = 2,5 \text{ T/m}^3$;
- résistance caractéristique du béton âgé de 28 jours à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- résistance caractéristique du béton âgé de 28 jours à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- angle de répartition des charges à travers le béton : $\theta_b = 45^\circ$;
- acier de barre à haute adhérence Fe500 ;
- limite d'élasticité des aciers : $f_e = 500 \text{ MPa}$;
- contrainte de l'acier : $f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$.

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.

b. Les charges appliquées au radier alvéolé

i. *Les charges permanentes*

Les charges permanentes appliquées au radier sont les suivantes :

- poids propre de chaque élément appliqué sur le tablier et le radier ;
- poussée de terre appliquée sur les piédroits extrêmes ;
- poids de l'eau dans l'ouvrage.

Les différents poids propres appliqués sur l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 78: Poids propres des éléments

Eléments	Masse volumique ρ [t/m ³]	Epaisseur ou hauteur e [m]	g_i [T/m ²]
Tablier	2,5	0,3	0,75
Piédroits	2,5	0,4	1
Radier	2,5	0,3	0,75
Eau	1	0,9	0,9
Remblai	1,8	1,2	2,16



Avec :

$$G_i = \rho \cdot e \text{ ou } G_i = \rho \cdot h \quad (\text{II.130})$$

Ainsi on obtient les charges permanentes totales appliquées sur l'ouvrage suivantes :

❖ Les charges appliquées sur le tablier:

Le poids propre du tablier : $g_t = e_I \times \rho_b \quad (\text{II.131})$

Numériquement : $g_t = 0,30 \times 2,5$

$$g_t = 0,75 \text{ T/m}^2$$

❖ Charges appliquées sur les piédroits

La charge appliquée aux piédroits est la poussée de terre sur les piédroits extrêmes :

$$p_{t(0)} = \rho_r k_a 0,5 e_I + g_t k_a \quad (\text{II.132})$$

Numériquement :

$$p_{t(0)} = 1,8 \times 0,33 \times 0,5 \times 0,30 + 0,75 \times 0,33$$

$$p_{t(0)} = \mathbf{0,337 \text{ T/m}^2}$$

$$p_{t(1)} = \rho_r k_a (1,5 e_I + h_p) + g_t k_a \quad (\text{II.133})$$

Numériquement :

$$p_{t(1)} = 1,8 \times 0,33 \times (1,5 \times 0,30 + 1,20) + 0,75 \times 0,33$$

$$p_{t(1)} = \mathbf{1,228 \text{ T/m}^2}$$

Avec h_p : hauteur du piédroit.

❖ Charges appliquées au radier

La charge permanente appliquée au radier est la réaction due au poids propre de l'ouvrage.

Le poids propre des piédroits est de :

$$P_1 = 5 \cdot \rho_b \cdot e_2 \cdot h_p \quad (\text{II.134})$$

$$P_1 = 5 \times 2,5 \times 0,40 \times 1,20$$

$$P_1 = 6,0 \text{ T}$$

La charge due aux piédroits est supposée répartie sur le radier, alors :

$$C_{rad} = \frac{P_1}{L} + g_t + g_{rad} + g_{eau} \quad (\text{II.135})$$

avec $g_{rad} = g_t = e_1 \cdot \rho_b = 0,75 \text{t/m}^2$ et $g_{eau} = 4 \cdot \rho_{eau} \cdot h_p = 4,80 \text{t/m}^2$

$$C_{rad} = 6,925 \text{t/m}^2$$

C_{rad} ; g_t ; e ; l_d ; g_{rad} : respectivement, la charge au niveau du radier, poids propre du tablier, l'épaisseur du radier, la longueur du radier et le poids propre du radier.

L'ouvrage sera calculé sur un mètre suivant sa longueur d'où les charges seront en ml.

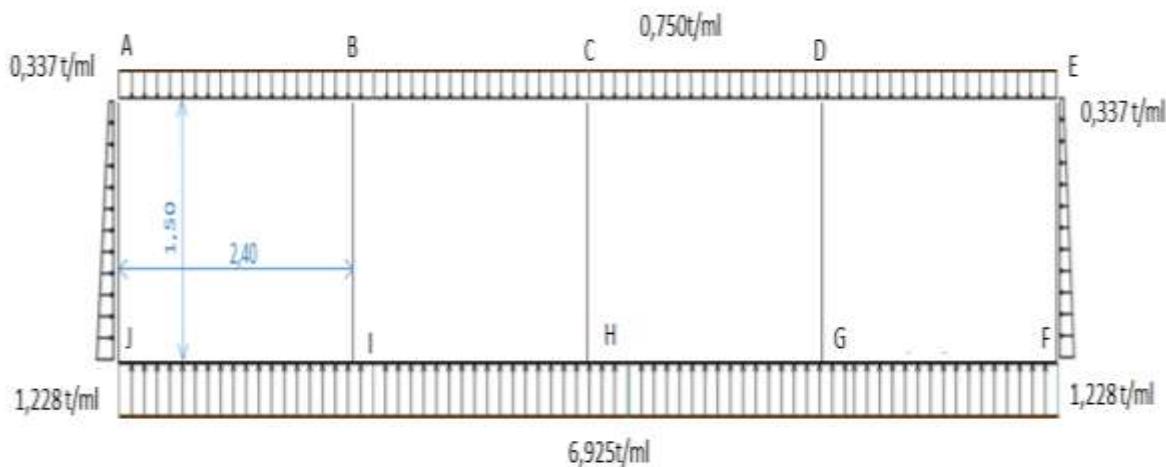


Figure 35: Modélisation des charges permanentes

ii. Les surcharges routières

Les surcharges à considérer dans le calcul sont les systèmes de surcharge Bc et Bt. On retiendra la plus défavorable des deux systèmes de charge B.

Les charges du système B (Bc et Bt) sont affectées des coefficients b (respectivement b_c et b_t) et δ (coefficients de majoration dynamique ou CMD) suivants:

- $b_c = 1,2$ et $b_t = 1$;
- $\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$, (II.136)

Avec :

- ✓ L : longueur totale du dalot ($L = 2,00 \text{ m}$);
- ✓ G : charge permanente ; $G = \rho_b \times e_1 \times A$ (II.137)

Où :



- $A = 2,00 \times 7,50 = 15m^2$: surface d'influence des charges sur le tablier
- $G = 2,5 \times 0,30 \times 15 = 11,25 t$

La surcharge maximale applicable à la travée est telle que : $S = 6 \times 4 = 24t$ pour Bc (2 files de camions Bc) et $S = 8 \times 4 = 32t$ pour Bt (2 files d'essieu Bt).

■ Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

Pour Bc :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times 2} + \frac{0,6}{1+4\frac{11,25}{24}}$$

$$\delta = 1,494$$

Pour Bt :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\times 2} + \frac{0,6}{1+4\frac{11,25}{32}}$$

$$\delta = 1,535$$

On retiendra la plus grande valeur de CMD, d'où : $\delta = 1,535$.

c. Détermination des sollicitations

La détermination des sollicitations due aux surcharges routières doit être basée sur la fonction d'influence de la charge ponctuelle $p = 1$.

Les combinaisons d'action à l'ELU et à l'ELS sont données par les relations suivantes :

$$M_{ELU} = 1,35 M_G + 1,5 \times 1,07 M_Q$$

$$M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q$$

$$V_{ELU} = 1,35 V_G + 1,5 \times 1,07 V_Q$$

$$V_{ELS} = V_G + 1,2 V_Q$$

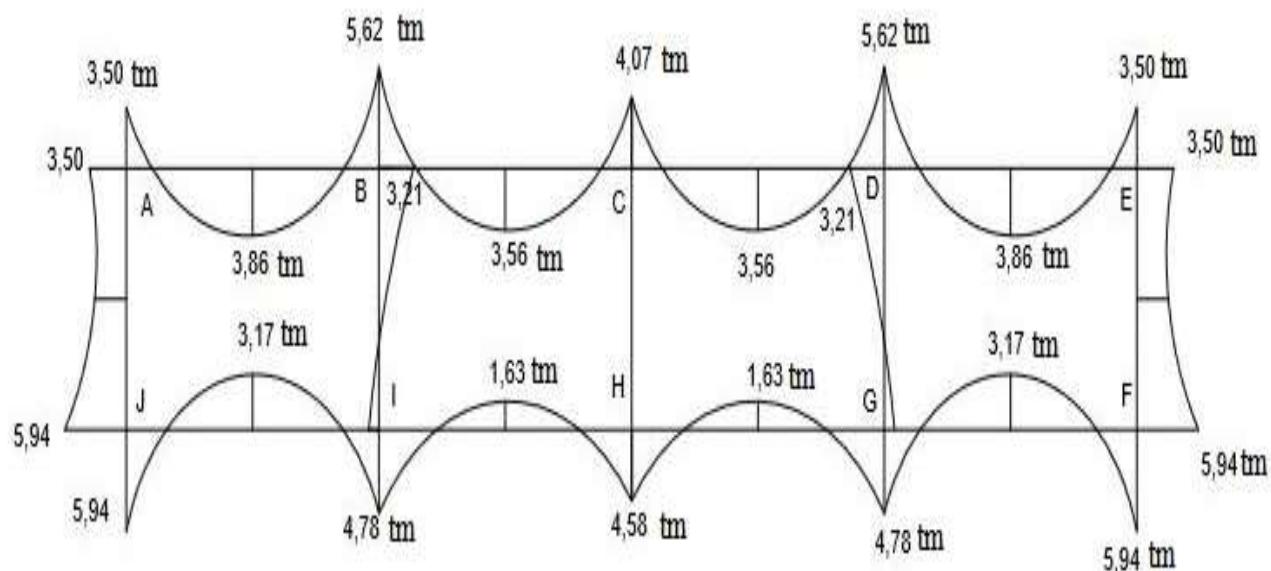
La structure est appuyée sur un sol élastique de raideur $k = 25MPa$. La détermination des sollicitations a été faite par Robot Structural Analysis (Robobat) et les combinaisons à l'ELS et à l'ELU ont donné les résultats décrits dans le tableau suivant, on notera que l'on retiendra les efforts maximaux globaux dans les éléments pour leur dimensionnement.

Tableau 79 : Efforts maximaux globaux du dalot

Eléments	Combinaison	Moments fléchissants [Tm]		Efforts tranchants V [T]
		Nœuds	Mi-travée	
		M_{AX}	M_x	
Tablier	ELU	5,620	3,860	17,66
	ELS	4,190	2,850	11,28
Radier	ELU	5,940	3,170	13,17
	ELS	4,430	2,370	9,83
Piédroits	ELU	5,940	5,840	17,660
	ELS	4,430	4,330	11,28

i. Diagramme des moments fléchissant

Le diagramme que nous avons obtenu à l'ELU est donné par la figure ci-après :


Figure 36 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU
ii. Calcul des armatures

La structure est sujette à un phénomène de condensation, d'où la fissuration est préjudiciable et le calcul sera mené à l'ELS. Les éléments sont calculés en flexion simple à part les piédroits extrêmes qui sont calculés en flexion composée.

Les hypothèses de calcul sont les mêmes que pour le dalot précédent.



✚ Calcul des armatures de la dalle du tablier

▪ Armatures aux appuis

Le calcul des armatures longitudinales et transversales est décrit ci-dessous :

On a $M_{app}^{ELS} = M_{ser} = 0,0419 \text{ MNm}$.

- Moment résistant du béton M_{rb} à l'ELS :

$$M_{rb} = \frac{\bar{\alpha}_1}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) bd^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

✓ $\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,474$;

✓ b : Largeur de la pièce en BA : $b = 1\text{m}$;

✓ d : La hauteur utile de la dalle[m] : $d = h - e = 0,30 - 0,04 = 0,26\text{m}$. (II.138)

Numériquement,

$$M_{rb} = \frac{0,474}{2} \left(1 - \frac{0,474}{3}\right) 1 \times 0,26^2 \times 15$$

$$M_{rb} = \mathbf{0,202 \text{ MNm}}$$

On constate que $|M_{ser}| < M_{rb}$, donc on n'a pas besoin d'armatures de compression, la section est donc simplement armée.

- Calcul de A_{ser} :

$$A_{ser} = \frac{|M_{ser}|}{\bar{Z} * \bar{\sigma}_s} \quad (\text{II.139})$$

Avec $\bar{Z} = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right)$: bras de levier [m], $\bar{Z} = 0,219\text{m}$; et $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$

$$\text{Ainsi, } A_{ser} = \frac{0,042}{0,15 \times 250} = 7,65 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{ser} = \mathbf{7,65 \text{ cm}^2}$$

- Calcul de A_{min} :

$$A_{min} = \max \left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad (\text{II.140})$$



Avec :

- ✓ $b = 1,00 \text{ m}$;
- ✓ $h = 0,30 \text{ m}$;
- ✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- ✓ $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Numériquement :

$$A_{min} = \max\left(\frac{1 \times 0,30}{1000}; 0,23 \times 1 \times 0,26 \times \frac{2,1}{500}\right)$$

$$A_{min} = 3,00 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} > A_{min}$: Condition vérifiée.

- Armatures réelles :

$A_{ser} = 7,65 \text{ cm}^2$ donc on a **5 HA 14** espacées de 23 cm. $A_{réelle} = 7,70 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition A_r :

$$A_r = \frac{A_{réelle}}{3} \quad (\text{II.141})$$

$$A_r = \frac{7,70}{3} = 2,57 \text{ cm}^2$$

On choisit alors **4 HA 10** /ml espacées de 32 cm donc $A_{réelle} = 3,14 \text{ cm}^2$.

- Armatures en travée

Le calcul des armatures longitudinales et transversales est décrit ci-dessous :

On a $M_{0,5}^{\text{ELS}} = M_{ser} = 0,0285 \text{ MNm}$

- Moment résistant du béton M_{rb} à l'ELS :

$$M_{rb} = \frac{\overline{\alpha_1}}{2} \left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3}\right) bd^2 \overline{\sigma_{bc}} \quad (\text{II.142})$$

$$M_{rb} = 0,202 \text{ MNm}$$

$|M_{ser}| < M_{rb}$, donc on n'a pas besoin d'armatures de compression, la section est donc simplement armée.



- Calcul de A_{ser} par application de la formule (II.115)

$$A_{ser} = \frac{|0,077|}{0,219 \times 250} = 5,21 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{ser} = 5,21 \text{ cm}^2$$

- Calcul de A_{min} par application de la formule (II.116)

$$A_{min} = \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = 3,00 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} > A_{min}$: Condition vérifiée.

- Armatures réelles

$A_{ser} = 5,21 \text{ cm}^2$ donc on a **5 HA 12** espacées de 24 cm. $A_{réelle} = 5,65 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition A_r par application de la formule (II.117)

$$A_r = \frac{5,65}{3}$$

$$A_r = 1,88 \text{ cm}^2$$

On choisit alors **4 HA 8** /ml espacées de 33 cm donc $A_{réelle} = 2,01 \text{ cm}^2$.

- 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 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{II.143})$$

Avec :

- ✓ $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$, $V_u = 0,177 \text{ MN}$;
- ✓ $\bar{\tau}_u = \min\left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ MPa}\right)$.

Après calcul, on trouve $\tau_u = 0,679 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$



La condition est donc vérifiée ; d'où les armatures d'âmes ne sont pas nécessaires.

- Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est exprimée par la relation suivante :

$$Q_u \leq \bar{Q}_u = 0,045u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{II.144})$$

Avec :

- ✓ Q_u : charge de calcul à l'ELU :

$$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times \delta \times P \quad (\text{II.145})$$

- ✓ u_c : le périmètre du contour de la charge locale appliquée au niveau du feuillet moyen de la dalle :

$$u_c = 2(a + b) = 2(u + v) \quad (\text{II.146})$$

- ✓ h : la hauteur totale de la dalle.

Numériquement :

$$u_c = 0,33 \text{ m}$$

$$Q_u = \mathbf{29,565 \text{ t}}$$

$$\bar{Q}_u = \mathbf{29,700 \text{ t}}$$

On constate que $Q_u \leq \bar{Q}_u$; donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

Calcul des armatures du radier

En suivant le même raisonnement et procédé de calcul, on obtient :

- aux appuis, pour $M_{app}^{ELS} = M_{ser} = 0,0443 \text{ MNm}$:
 - ✓ $A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2$;
 - ✓ $A_{ser} = 8,09 \text{ cm}^2$;
 - ✓ $A_{ser} > A_{min}$, condition vérifiée ;
 - ✓ $A_{réelle} = \mathbf{9,24 \text{ cm}^2}$;
 - ✓ Armatures longitudinales : **6 HA 14** espacées de 18 cm ;
 - ✓ $A_r = 3,08 \text{ cm}^2$;



- ✓ Armatures de répartition : **4 HA 10** espacées de 32 cm.
- en travée, pour $M_{0,5}^{\text{ELS}} = M_{\text{ser}} = 0,038 \text{ MNm}$:
 - ✓ $A_{\min} = 2,00 \text{ cm}^2$;
 - ✓ $A_{\text{ser}} = 4,33 \text{ cm}^2$;
 - ✓ $A_{\text{ser}} > A_{\min}$, condition vérifiée ;
 - ✓ $A_{\text{réelle}} = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2}$;
 - ✓ Armatures longitudinales : **4 HA 12** espacées de 32 cm ;
 - ✓ $A_r = 1,51 \text{ cm}^2$;
 - ✓ Armatures de répartition : **4 HA 8** espacées de 33 cm.

Calcul des armatures des piédroits

Le piédroit est soumis à un effort normal dû aux charges et surcharges sur le tablier et aux moments fléchissant dus à la poussée des terres sur sa paroi et dus à la surcharge de remblai. Le piédroit travaille donc en flexion composée.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- dimensions du piédroit : $D = 0,40m$; $L = 1,20m$;
- sollicitations en service : $M_{\text{ser}} = 4,430tm$; $N_{\text{ser}} = 11,280 t$;
- longueur de flambement : $L_f = 0,5L = 0,60m$.

▪ Calcul de l'excentricité :

On a $N > 0$ (compression) :

Par application de la formule (II.123), on a

$$e_0 = \frac{4,430}{11,280} = 0,39 \text{ m}$$

On constate que $e_0 > \frac{D}{8} = 0,29 \text{ m}$.

L'effort normal N_{ser} est situé à l'extérieur du noyau central, la section est alors partiellement comprimée.

L'excentricité de 1^{er} ordre est donnée par la formule (II.124),

$$\text{avec } e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = 0,02 \text{ m}$$

Numériquement :

$$e_1 = \frac{17,660}{5,10} + 0,02$$

$$e_1 = 0,31 \text{ m}$$



- Vérification de la stabilité de forme

Comparons $\frac{L_f}{D}$ et $\max\left\{15; \frac{20e_1}{D}\right\}$:

✓ $\frac{L_f}{D} = 1,5 \text{ m}$

✓ $\max\left\{15; \frac{20e_1}{D}\right\} = 15 \text{ m.}$

On a $\frac{L_f}{D} < \max\left\{15; \frac{20e_1}{D}\right\}$, 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 donnée par la formule (II.126).

Numériquement :

$$e_2 = \frac{3 \times 0,6^2}{10^2 \times 0,40(2+1 \times 2)} = 0,00108 \text{ m}$$

- Sollicitations de calcul pour la flexion composée

$$Nu = \sum \gamma_i N_i = -17,660 \text{ t} ;$$

La sollicitation ramenée au centre de gravité est obtenue à partir de la formule (II.127), et nous obtenons :

$$Mu = \mathbf{6,160 \text{ tm}}$$

- Calcul des armatures longitudinales

- Le calcul par flexion simple se traduit par la formule (II.115).

Numériquement :

$$A_{FS} = \frac{6,160}{0,219 \times 434,78}$$

$$\mathbf{A_{FS} = 6,47 \text{ cm}^2}$$

- Le calcul par flexion composée est obtenue par la formule (II.116).

Numériquement :

$$A_{FC} = 6,47 - \frac{-0,177}{434,78}$$

$$\mathbf{A_{FC} = 10,53 \text{ cm}^2}$$

On choisit alors **7 HA 14** espacées de 15 cm donc $A_{réelle} = \mathbf{10,78 \text{ cm}^2}$.

- Armatures de répartition A_r par application de la formule (IX.117)



$$A_r = \frac{10,78}{3}$$

$$A_r = 3,59 \text{ cm}^2$$

On choisit alors **5 HA 10** /ml espacées de 24 cm donc $A_{réelle} = 3,93 \text{ cm}^2$.

Résultats de calcul des armatures

Les résultats de calcul des armatures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 80 : Les armatures longitudinales et transversales du radier alvéolé

NŒUDS				TRAVEES			
A = E	B = C = D	F = J	G = H = I	AB à DE	EF à IJ	JA	FE
Longitudinalement							
$A_{calculée}=$	7,65	7,65	8,09	8,09	5,21	4,33	10,53
$A_{réel}=$	7,70	7,70	9,24	9,24	5,65	4,52	10,78
Barre	5HA14	5HA14	6HA14	6HA14	5HA12	4HA12	7HA14
Transversalement							
$A_{calculée}=$	2,57	2,57	3,08	3,08	1,88	1,51	3,59
$A_{réel}=$	3,14	3,14	3,93	3,93	3,93	4,71	4,71
Barre	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	5HA10
							5HA10

Le plan de ferraillage comme disposition de construction est présenté en *Annexe 7-2*.

Conclusion partielle

En somme, les études techniques que nous avons entreprises ont permis de mettre en exergue les fortes dégradations de la RN 9 actuelle et parallèlement de proposer les paramètres de construction de la Route et de chaque Ouvrage d'art à aménager pour le tronçon étudié. Celles-ci sont faites pour assurer la pérennité de la Route et des Ouvrages dans le respect des Normes en vigueur.

Nous verrons dans la suite la rentabilité financière et la faisabilité environnementale du Projet ainsi quantifié. Le calcul du coût et l'analyse des impacts environnementaux en seront les critères d'étude.

Partie III - ETUDE FINANCIERE
ET DES IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX



CHAPITRE X : Devis descriptif

Ce devis consiste en une description des tâches affectées à chaque série de prix qui servira à l'estimation du coût du projet.

Série A : Approvisionnements

Les approvisionnements constituent les apports en matériaux nécessaires aux divers travaux d'aménagements, dont :

Prix A - A1 : Grave Concassée Non Traitée 0/3I⁵

Ces matériaux sont utilisés en couche de base. Ce prix est rémunéré en Mètre cube [m³].

Prix A – A2 : Gravillons

Les gravillons sont utilisés en revêtement, matériaux constitutifs du BBSG. Ce prix est rémunéré en Mètre cube [m³].

Prix A – A3 : Ciment

Le ciment est le liant hydraulique pour la réalisation des dalots en béton armé. Ce prix est rémunéré en Tonne [T].

Prix A – A4 : Bitume

Le bitume est le liant hydrocarboné utilisé pour la couche de revêtement en BBSG. Ce prix est rémunéré en Tonne [T].

Prix A – A5 Acier

L'acier est utilisé comme principal armature du béton armé. Ce prix est rémunéré en Kilogramme [kg].

Prix A – A6 : Gravillons

Ces gravillons sont utilisés comme agrégats pour le béton armé. Ce prix est rémunéré en Mètre cube [m³].



Série 1 : Installation et repli de chantier

Cette série de prix est rémunérée forfaitairement [Fft]. Elle comprend :

Prix 1 – 01 : Installation de chantier

C'est un prix forfaitaire et non révisable propre à l'entrepreneur comprenant :

- le transport des engins et des matériels nécessaires affectés au chantier ;
- l'installation et l'équipement des bâtiments nécessaire au suivi, contrôle et à la réalisation du projet ;
- l'amenée du personnel nécessaire ;
- la mobilisation et démobilisation des stations de concassages ;
- l'installation du laboratoire commun ;
- les mesures environnementales en phase préparatoire ;
- la circulation (déplacement total ou partiel) de ces installations ;
- les équipements de pose sur chantier (les panneaux) ;
- l'entretien trimestriel durant le délai de garantie.

Notons que ce prix tient compte de l'aménagement et de l'entretien d'éventuelles déviations. Nous prendrons dans le présent projet un taux de 8% par rapport au coût total du projet.

Prix 1 – 02 : Repli de chantier

Ce prix comprend :

- le rapatriement des matériels utilisés sur chantier ;
- l'enlèvement de tous les produits issus de l'installation de chantier et de la réalisation des travaux ;
- la remise en état des lieux d'interventions.

Nous prendrons un taux de 4% par rapport au coût total pour le repli de chantier.

Série 2 : Travaux préparatoires et terrassements

Prix 2 – 01 : Reprofilage de la chaussée

Ce prix est rémunéré en Mètre linéaire [ml]. Il comprend en général :



- la mise en forme de la plate-forme existante sur une profondeur au maximum 0,40 cm ;
- scarification, arrosage et compactage des matériaux ;
- l'évacuation des matériaux sans emploi en un lieu de dépôt agréé par l'autorité chargée des contrôles ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 2 – 02 : Désherbage et débroussaillage

Il est rémunéré en Mètre carré [m^2] de surface sur projection horizontale. Ce prix contient :

- les nettoyages à faire ;
- le déracinement de souches éventuelles ;
- l'arrachage de toute végétation susceptible d'entraver les travaux ;
- l'acheminement de ces produits jusqu'au lieu de dépôt.

Prix 2 – 03 : Décapage

Ce prix est rémunéré en Mètre carré [m^2] de surface et comprend :

- l'enlèvement de terre végétale suivant le cas rencontré mais à une épaisseur minimale de 10 cm ;
- l'évacuation des matériaux au lieu de dépôt ;
- la mise à niveau du sol de la plateforme ;
- le compactage à au moins 90% de l'OPM des sols décapés ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 2 – 05 : Décapage pour redans et exécution redans

Egalement rémunéré en Mètre carré [m^2] de surface, ce prix comprend :

- le décapage pour redans ;
- la confection des redans ;
- le compactage à au moins 90% de l'OPM des sols décapés ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.



Prix 2 – 05 : Déblai

Ce prix est rémunéré en Mètre cube [m^3] de volume. Le prix de déblaiement comprend :

- l'extraction des matériaux ;
- la rectification éventuelle de talus ;
- le décaissement des talus ;
- l'acheminement des matériaux ;
- la mise en œuvre : répandage, réglage, arrosage et compactage.

Prix 2 – 06 : Remblai d'emprunt

Ce prix est rémunéré en Mètre cube [m^3] de volume. Il comprend :

- l'aménagement des pistes d'accès aux sites d'emprunt ;
- débroussaillage et décapage des matériaux ;
- l'extraction des matériaux ;
- l'acheminement des matériaux sur toute distance : chargement, transport et déchargement ;
- la mise en œuvre : répandage, réglage, arrosage et compactage.

Prix 2 – 07 : Purge

Ce prix est rémunéré en Mètre cube [m^3] de volume. La purge consiste en l'enlèvement de matériaux compressibles. Ce prix comprend :

- l'extraction des matériaux compressibles ;
- le transport des matériaux vers les lieux de dépôt.

Prix 2 – 08 : Plantation de Sisal ou plante basse

Il est rémunéré en Mètre carré [m^2] de surface et comprend :

- l'achat ou l'extraction des plantes ;
- l'acheminement des plantes sur toute distance ;
- la pose, le réglage et la fixation des Sisals ;
- l'arrosage et l'entretien des plantes.



Prix 2 – 09 : Engazonnement

Ce prix est rémunéré en Mètre carré [m²] de surface et comprend :

- l'extraction de gazons ;
- le transport sur toute distance des gazons ;
- la pose, le réglage et la fixation des gazons sur les talus ;
- l'arrosage et l'entretien jusqu'à la période vivace.

Série 3 : Ouvrages d'art et drainage

Prix 3 – 01 : Démolition d'ouvrages existants maçonnés ou bétonnés

Le prix de démolition est rémunéré en Mètre cube [m³] de volume. Elle s'applique aux ouvrages fissurés ou en mauvais état (sous-dimensionnés). Ce prix comprend :

- la démolition complète ou partielle de l'ouvrage ;
- 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 définis
- compactage des sols de fouilles jusqu'à l'obtention d'une densité in situ égale à 95 % de l'OPM.

Prix 3 – 02 : Démontage de buses métallique tout diamètre

Ce prix est rémunéré par Unité de buses [U]. Il comprend :

- l'enlèvement des buses ;
- le transport de ces dernières en lieux de dépôt.

Prix 3 – 03 : 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 3 – 04 : Béton dosé à 150 kg/m³*

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 sujexion y existante.

Prix 3 – 05 : Béton dosé à 350 kg/m³

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 sujexion y existante.

Prix 3 – 06 : Acier pour armature de béton

Ce prix est rémunéré au Kilogramme [kg]. Il comprend :

- les fournitures d'aciés ;
- le transport sur toute distance ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 3 – 07 : Coffrage

Ce prix est rémunéré au Mètre carré [m²]. Il comprend :

- la fourniture de bois ;
- le transport sur toute distance ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.



Prix 3 – 08 : Maçonnerie de moellons

Rémunéré au Mètre cube [m^3], ces moellons sont utilisés pour la réalisation des pieds droits et des para fouilles. Leur prix comprend :

- la fourniture des moellons ;
- le transport sur toute distance ;
- la pose des moellons et toute sujexion à la mise en œuvre.

Prix 3 – 09 : Curage lit de cours d'eau

Il est rémunéré en Mètre cube [m^3] de volume. Il consiste en un nettoyage du lit sur 50 ml de l'amont à l'aval.

Prix 3 – 10 : Gabions pour structure et protections diverses

Il est rémunéré en [m^3] de volume et ce prix comprend :

- les fournitures pour les gabions ;
- le transport sur toute distance ;
- l'aménagement des accès aux sites ;
- les terrassements et la préparation du terrain (réglage et compactage) pour l'assise des cages des gabions ;
- la fourniture à pied d'œuvre et la mise en place des cages et des accessoires de montage ;
- la mise en place des moellons, des tirants et des diaphragmes à l'intérieur des cages ;
- la fermeture et la ligature des cages ;
- le remblaiement en arrière des cages et le compactage soigné des matériaux ;
- l'évacuation et la mise en dépôt des matériaux excédentaires ;
- la remise en état du terrain d'intervention ;
- toutes les sujétions d'exécution et notamment celles résultant de l'accès et de la présence d'eau.

Prix 3 – 11 : Perré maçonné

Ce prix est rémunéré au Mètre linéaire [ml]. Il comprend :



- leur fourniture ;
- le transport sur toute distance
- la mise en œuvre ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 3 – 12 : Enrochement de protection

Ce prix est rémunéré en [m³] de volume. Il comprend :

- extraction de bloc de roches 40/60 ;
- transport sur toute distance ;
- préparation du lit de pose ;
- le terrassement de terrain de toute nature ;
- mise en œuvre, l'agencement et pilonnage ;
- le réglage et l'arasement des parties supérieures et des parements visibles ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 3 – 13 : Fossé en terre triangulaire

Il est évalué au Mètre linéaire [ml] et comprend :

- la finition du terrain excavé ;
- le réglage des terres ;
- toute sujétion de mise en œuvre.

Prix 3 – 14 : Géotextile type Bidim ou similaire

Ce prix est rémunéré au Mètre carré [m²]. Il comprend :

- la fourniture de géotextiles ;
- le transport sur toute distance ;
- la mise en œuvre ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 3 – 15 : Ecran drainant longitudinal sous chaussée

Ce prix est rémunéré au Mètre cube [m³]. Il comprend :

- la fourniture des matériaux ;



- le transport sur toute distance ;
- la mise en œuvre ;
- toutes sujétions de mise en œuvre.

Série 4 : Chaussée

Prix 4 – 01 : Enrobé bitumineux

Ce prix est rémunéré en Tonne [T] et comprend :

- la préparation de la surface d'intervention : nettoyage et soufflage ;
- la fourniture et chauffage en centrale de l'enrobé bitumineux ;
- le transport sur toute distance des produits ;
- la mise en œuvre : l'épandage et le compactage ;
- tous frais et sujétions de mise en œuvre.

Prix 4 – 02 : Imprégnation en bitume fluidifié 0/I

Ce prix est rémunéré en Tonne [T] et comprend :

- la fourniture du bitume fluidifié ;
- l'acheminement du produit sur toute distance ;
- la mise en œuvre : le répandage ;
- toute sujétion de mise en œuvre.

Prix 4 – 03: Couche de fondation en Matériaux sélectionnés

Les Matériaux sélectionnés constituent la composition de la couche de fondation. Son prix est rémunéré au Mètre cube [m^3] de MS et comprend :

- l'identification des matériaux acceptables dans les gîtes ;
- l'aménagement des accès aux gîtes : le débroussaillage, le désherbage et le décapage ;
- l'extraction et la préparation des matériaux : rejet de matières 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 ;
- tout frais et toute sujétion de mise en œuvre.



Prix 4 – 04: Emulsions pour couche d'accrochage en ECR 65

Ce prix est rémunéré en Tonne [T] d'Emulsion cationique à rupture rapide pour imprégnation de la couche de base en GCNT 0/31⁵. Elle est répandue à raison de 1,2 kg/m². Le prix comprend :

- la fourniture de l'émulsion ;
- l'acheminement du produit sur toute distance ;
- la mise en œuvre : le répandage ;
- toute sujexion de mise en œuvre.

Prix 4 – 05 : Couche de base en GCNT 0/31⁵

Ce prix est évalué au Mètre cube [m³] et comprend toutes les opérations relatives à la mise en œuvre de la couche de base à citer :

- les redevances d'exploitation des carrières ;
- toutes identifications et analyses géotechniques ;
- l'aménagement des accès aux carrières ;
- l'extraction des matériaux à exploiter ;
- le travail des matériaux : concassage, le criblage, le dépoussiérage ;
- le transport sur toute distance ;
- la mise en œuvre : répandage, l'humidification du Tout-venant 0/31⁵ au moyen d'une centrale mécanique de malaxage, son réglage, compactage et vérification ;
- toutes les sujétions de mise en œuvre et de réglages répondants aux normes de qualités requises ;

Prix 4 – 06 : Dallette de protection

Ces dallettes sont réalisées de façon à protéger les talus. Ce prix est rémunéré au Mètre carré [m²]. Il comprend :

- la confection des dallettes ;
- la mise en œuvre : la pose et réglage ;
- tout frais et toute sujexion de mise en œuvre.

*Prix 4 – 07 : Géotextile anti filtration*

Ce prix est évalué au Mètre carré [m²] et comprend :

- la fourniture du produit ;
- le transport sur toute distance ;
- la confection et toute sujexion de mise en œuvre.

Prix 4 – 08 : Grave stabilisé pour protection de talus

Ce prix est évalué au Mètre carré [m²] de surface et comprend :

- l'extraction des matériaux ;
- le traitement des graves ;
- le transport sur toute distance ;
- la mise en œuvre et toute sujexion y existante.

Série 5 : Signalisation - Equipements*Prix 5 – 01 : Bornes kilométriques*

Calculé par Unité [U], le prix des Bornes kilométriques comprend :

- la fourniture des matériaux nécessaires à la confection des bornes ;
- la fabrication des bornes en BA ;
- l'acheminement sur toute distance ;
- la mise en œuvre : l'implantation kilométrique, fouille et pose avec coulage du massif de scellement ;
- toute sujexion de mise en œuvre.

Prix 5 – 02 : Balise de virages ou d'avertissement

Ce prix est rémunéré par Unité [U] et comprend :

- la fourniture des matériaux nécessaires à la confection des balises ;
- la fabrication des balises en BA ;
- le transport sur toute distance ;
- la mise en œuvre : implantation topographique suivant les normes, fouille et pose avec coulage du massif de scellement ;



- la peinture nécessaire ;
- toute sujexion de mise en œuvre.

Prix 5 – 03 : Panneaux de localisation

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 sujexion de mise en œuvre.

Prix 5 – 04 : 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 sujexion de mise en œuvre.

Prix 5 – 05 : 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 œuvre : implantation topographique, fouille et pose avec coulage du massif de scellement ;
- la peinture des panneaux ;



- toute sujexion de mise en œuvre.

Prix 5 – 06 : Peinture pour marquage au sol

Ce prix est rémunéré au Mètre carré [m^2]. Il comprend :

- la fourniture des peintures ;
- le transport sur toute distance ;
- le nettoyage de la surface de la chaussée ;
- le pré marquage de la chaussée ;
- la mise en œuvre : traçage et réglage ;
- tous frais et sujexion de mise en œuvre.



CHAPITRE XI : Devis quantitatif

Pour pouvoir estimer le coût de notre projet, nous allons quantifier les travaux déjà décrits précédemment. Le tableau qui suit présente cette quantification par série de prix :

Tableau 81 : Devis quantitatif du projet

N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE
SERIE 1 : INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER			
1 – 01	Installation de chantier	Fft	1,00
1 – 02	Repli de chantier	Fft	1,00
SERIE 2 : TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS			
2 – 01	Reprofilage de la chaussée	ml	26 650
2 – 02	Désherbage et débroussaillage	m ²	18 142,85
2 – 03	Décapage	m ²	2273
2 – 04	Décapage pour redans et exécution redans	m ²	913,5
2 – 05	Déblai	m ³	1 063,98
2 – 06	Remblai d'emprunt	m ³	1 315,12
2 – 07	Purge	m ³	754,03
2 – 08	Plantation de Sisal ou plante basse	m ²	109,5
2 – 09	Engazonnement	m ²	445
SERIE 3 : OUVRAGES D'ART ET DRAINAGE			
3 – 01	Démolition d'ouvrages existants maçonnés ou bétonnés	m ³	451,04
3 – 02	Démontage de buses métallique tout diamètre	U	1
3 – 03	Fouille pour ouvrages en terrain de toute nature	m ³	756,97
3 – 04	Béton dosé à 150 kg/m ³	m ³	123,2
3 – 05	Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	493,68
3 – 06	Coffrage	m ²	1 168,8
3 – 07	Acier pour armature de béton (HA 500)	kg	11 050,89
3 – 08	Maçonnerie de moellons	m ³	105,45
3 – 09	Curage lit de cours d'eau	m ³	157,14
3 – 10	Gabions pour structure et protections diverses	m ³	268,57



SERIE 3 : OUVRAGES D'ART ET DRAINAGE			
3 – 11	Perré maçonneré	m ²	221
3 – 12	Enrochement de protection	m ³	149
3 – 13	Fossé en terre triangulaire	ml	29 714
3 – 14	Géotextile type Bidim ou similaire	m ²	110
3 – 15	Ecran drainant longitudinal sous chaussée	m ²	67
SERIE 4 : CHAUSSEE			
4 – 01	Enrobé bitumineux	T	7 035,6
4 – 02	Imprégnation en bitume fluidifié 0/1	m ²	226,525
4 – 03	Couche de fondation en Matériaux sélectionnés	m ³	5 206,25
4 – 04	Emulsions pour couche d'accrochage en ECR 65	T	941,74
4 – 05	Couche de base en GCNT 0/31 ⁵	m ³	32 705,025
4 – 06	Dallette de protection	m ²	535,32
4 – 07	Géotextile anti filtration	m ²	1 142,85
4 – 08	Grave stabilisé pour protection de talus	m ²	126
SERIE 5 : SIGNALISATION – EQUIPEMENTS			
5 – 01	Bornes kilométriques	U	26
5 – 02	Balise de virages ou d'avertissement	U	251
5 – 03	Panneaux de localisation	U	6
5 – 04	Panneaux triangulaires	U	13
5 – 05	Panneaux circulaires	U	4
5 – 06	Peinture pour marquage au sol	m ²	7 ,995



CHAPITRE XII : Devis estimatif

Nous allons par la suite estimer le coût total des travaux à réaliser pour le projet. Cette estimation sera fonction des devis descriptif et estimatif vus précédemment.

Quelques paramètres importants vont être étudiés pour mieux appréhender la rédaction du Devis Quantitatif Estimatif.

XII.1. Coefficient de déboursé sec K_1

Le coefficient de déboursé sec K_1 permet de calculer le prix de vente hors taxe unitaire qui est fonction du déboursé sec et du rendement.

Rationnellement, ce coefficient est obtenu par la formule :

$$K_1 = \frac{(1+A_1) \times (1+A_2)}{[1-A_3 \times (1+TVA)]} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- A_1 : Frais généraux proportionnels aux déboursés [%] ;
- A_2 : Bénéfice brut et frais financier proportionnel au prix de revient de l'entreprise [%] ;
- A_3 : Frais proportionnels aux TVA [%] ;
- TVA : Taxe sur la Valeur Ajoutée, elle est égale à 20% selon la Loi des finances.

D'autre part :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 \\ A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8 \\ A_3 = a_9 \end{array} \right. \quad (\text{III.2})$$

$$(\text{III.3})$$

$$(\text{III.4})$$

Les valeurs du coefficient a_i sont récapitulées dans le tableau suivant par application des formules (III.2), (III.3) et (III.4) :

**Tableau 82 :** Valeurs du coefficient a_i

COEFFICIENT	DESIGNATION	VALEUR [%]	A [%]
a_1	Frais d'agence (patente, téléphone,...)	5	$A_1 = 21,3$
a_2	Frais de chantier	12	
a_3	Frais d'études et de laboratoire	3,5	
a_4	Assurances	0,8	
a_5	Bénéfice net et impôts sur le bénéfice	10	$A_2 = 16$
a_6	Aléas techniques	2,5	
a_7	Aléas et révision de prix	0	
a_8	Frais financiers	3	
a_9	Frais de siège	0	$A_3 = 0$

Notons que pour un délai d'exécution n'excédant pas 18 mois, le coefficient pour les aléas et révision de pris $a_7 = 0$; et pour une entreprise siégée à Madagascar, $a_9 = 0$. Ces deux hypothèses sont ici prises comme référence.

Par conséquent, selon la formule (III.1), on a numériquement :

$$K_1 = \frac{(1+0,213) \times (1+0,16)}{[1-0 \times (1+0,20)]}$$

K₁ = 1,40

XII.2. Prix de vente unitaire

Le prix unitaire d'un ouvrage est déterminé à partir de la formule suivante :

$$PU = K_1 \times \frac{DS}{R} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- K_1 : le coefficient de déboursé sec ;
- DS : le déboursé sec ;
- R : le rendement journalier.



XII.3. Sous détails de prix

Le sous détails des prix est l'évaluation de chaque composante de prix conduisant à la détermination du prix unitaire affecté à chaque partie de travaux ou d'ouvrage. Il est explicitement fonction du salaire des mains d'œuvres, des coûts de matériaux et des matériels nécessaires à la réalisation.

Les Tableaux qui suivent sont des exemples de sous détails de prix pour les composantes Béton dosé à 350 kg/m³ et Acier pour armature béton (HA 500). Notons que les prix unitaires PU sont obtenus par application de la formule (III.5).

XII.3.1. Sous détails de prix pour Béton Q350

Le tableau suivant montre le Sous détails de prix pour Béton dosé à 350 kg/m³ :

**Tableau 83 : Sous détails de prix pour Béton Q350**

Béton dosé à 350 kg/m³								
N° prix : 3 – 05								
Rendement : R = 4 m³/j								
Coefficient de déboursé : K₁ = 1,40								
Composante des prix			Coûts directs			Dépenses directes		Total
Désignation:	U	Qté	U	Qté	PU	Matériels	MO	
MATERIELS								
Bétonnière	U	1	h	8	6 000,00	48 000,00		48 000,00
Camion benne	U	2	h	4	50 000,00	400 000,00		400 000,00
Pervibrateur	U	2	h	8	3 000,00	48 000,00		48 000,00
Lot de petits matériels	Fft	1	Fft	1	30 000,00	30 000,00		30 000,00
							Total Matériels	526 000,00
MAIN D'ŒUVRE								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	4 000,00		4 000,00	4 000,00
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	3 000,00		24 000,00	24 000,00
O.S.	Hj	2	h	8	2 000,00		32 000,00	32 000,00
Maneuvre	Hj	4	h	8	1 500,00		48 000,00	48 000,00
Conducteurs mécaniques	Hj	1	h	8	1 500,00		6 000,00	12 000,00
							Total Main d'œuvre	120 000,00
MATERIAUX								
Gravillon 5/15 et 15/25	m ³	0,8	m3	3,2	40 000,00		128 000,00	128 000,00
Sable	m ³	0,4	m3	1,6	25 000,00		40 000,00	40 000,00
Eau	L	180	L	720	20,00		14 000,00	14 000,00
Ciment CEM 1 42,5	kg	350	kg	1400	600,00		840 000,00	840 000,00
							Total Matériaux	1 022 400,00
							Total des Déboursés	1 668 400,00
							PU	584 363,36

**XII.3.2. Sous détails de prix pour Acier d'armature de béton****Tableau 84 :** Sous détails de prix pour Acier d'armature de béton (HA 500)

Aacier pour armature béton (HA 500)								
N° prix : 3 – 06								
Rendement : R = 250 kg/j								
Coefficient de déboursé : K₁ = 1,40								
Composante des prix			Coûts directs			Dépenses directes		Total
Désignation:	U	Qté	U	Qté	PU	Matériels	MO	Matériaux
MATERIELS								
Lot de petits matériels	Fft	1	Fft	1	40 000,00	40 000,00		40 000,00
						Total Matériels		40 000,00
MAIN D'ŒUVRE								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	5 000,00		5 000,00	5 000,00
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	3 000,00		24 000,00	24 000,00
O.S.	Hj	6	h	8	2 000,00		96 000,00	96 000,00
Manœuvre	Hj	20	h	8	1 500,00		240 000,00	240 000,00
						Total Main d'œuvre		364 000,00
MATERIAUX								
Acier Tor de tout diamètre	kg	1	kg	270	3 500,00		945 000,00	945 000,00
Fil de fer recuit	kg	0,1	kg	25	4 500,00		11 250,00	11 250,00
						Total Matériaux		956 250,00
						Total des Déboursés		1 360 250,00
						PU		7 622,92



CHAPITRE XIII : Détails Quantitatif Estimatatif (DQE)

Une compilation de tous les sous détails de prix de chaque constituant du projet nous permettra d'établir le DQE. Le coût total du projet en sera déduit.

Le tableau suivant donne le DQE du projet :

Tableau 85 : DQE du projet d'aménagement de la RN 9

N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Qté	PU [AR]	MONTANT [AR]
SERIE 1 : INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					
1 – 01	Installation de chantier	Fft	1	885 207 925,03	885 207 925,03
1 – 02	Repli de chantier	Fft	1	442 603 962,52	442 603 962,52
TOTAL INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					1 327 811 887,55
SERIE 2 : TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS					
2 – 01	Reprofilage de la chaussée	ml	26 650	9 240,00	246 246 000,00
2 – 02	Désherbage et débroussaillage	m ²	18 142,85	1 400,00	25 399 990,00
2 – 03	Décapage	m ²	2273	2 492,00	5 664 316,00
2 – 04	Décapage pour redans et exécution redans	m ²	913,5	3 492,00	3 189 942,00
2 – 05	Déblai	m ³	1 063,98	22 400,00	23 833 152,00
2 – 06	Remblai d'emprunt	m ³	1 315,12	29 300,00	38 533 016,00
2 – 07	Purge	m ³	754,03	42 280,00	31 880 388,40
2 – 08	Plantation de Sisal ou plante basse	m ²	109,5	20 500,00	2 244 750,00
2 – 09	Engazonnement	m ²	445	7 840,00	3 488 800,00
TOTAL TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS					380 480 354,40
SERIE 3 : OUVRAGES D'ART ET DRAINAGE					
3 – 01	Démolition d'ouvrages existants maçonnes ou bétonnés	m ³	451,04	99 320,00	44 797 292,80
3 – 02	Démontage de buses métallique tout diamètre	U	1	36 120,00	36 120,00
3 – 03	Fouille pour ouvrages en terrain de toute nature	m ³	756,97	23 800,00	18 015 886,00
3 – 04	Béton dosé à 150 kg/m ³	m ³	123,2	251 080,00	30 933 056,00
3 – 05	Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	493,68	584 363,36	288 488 501,84



N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Qté	PU [AR]	MONTANT [AR]
SERIE 3 : OUVRAGES D'ART ET DRAINAGE					
3 – 06	Coffrage	m ²	1 168,8	6 100,00	7 129 680,00
3 – 07	Acier pour armature de béton (HA 500)	Kg	11 050,89	6 622,92	73 189 160,40
3 – 08	Maçonnerie de moellons	m ³	105,45	427 840,00	45 115 728,00
3 – 09	Curage lit de cours d'eau	m ³	157,14	2 465,00	387 350,10
3 – 10	Gabions pour structure et protections diverses	m ³	268,57	145 800,00	39 157 506,00
3 – 11	Perré maçonné	m ²	221	45 200,00	9 989 200,00
3 – 12	Enrochement de protection	m ³	149	110 880,50	16 521 194,50
3 – 13	Fossé en terre triangulaire	Ml	29 714	5 680,00	103 999 000,00
3 – 14	Géotextile type Bidim ou similaire	m ²	110	21 840,00	2 402 400,00
3 – 15	Ecran drainant longitudinal sous chaussée	m ²	67	241 360,00	16 171 120,00
TOTAL OUVRAGES D'ART ET DRAINAGE					695 295 716,01
SERIE 4 : CHAUSSEE					
4 – 01	Enrobé bitumineux	T	7 035,6	994 600,00	6 997 607 760,00
4 – 02	Imprégnation en bitume fluidifié 0/1	m ²	226,525	9 520,00	2 156 518,00
4 – 03	Couche de fondation en Matériaux sélectionnés	m ³	5 206,25	64 120,00	333 824 750,00
4 – 04	Emulsions pour couche d'accrochage en ECR 65	T	941,74	593 600,00	559 016 864,00
4 – 05	Couche de base en GCNT 0/31 ⁵	m ³	32 705,025	62 160,00	2 032 944 354,00
4 – 06	Dallette de protection	m ²	535,32	9 000,00	4 817 880,00
4 – 07	Géotextile anti filtration	m ²	1 142,85	21 840,00	24 959 844,00
4 – 08	Grave stabilisé pour protection de talus	m ²	126	14 000,00	1 764 000,00
TOTAL CHAUSSEE					9 957 091 970,00
SERIE 5 : SIGNALISATION – EQUIPEMENTS					
5 – 01	Bornes kilométriques	U	26	238 280,00	6 195 280,00
5 – 02	Balise de virages ou d'avertissement	U	251	93 000,00	23 343 000,00
5 – 03	Panneaux de localisation	U	6	155 760,00	934 560,00
5 – 04	Panneaux triangulaires	U	13	75 440,00	980 726,76
5 – 05	Panneaux circulaires	U	4	75 440,00	301 760,00
5 – 06	Peinture pour marquage au sol	m ²	7 ,995	59 500,00	475 702,50



TOTAL SIGNALISATION - EQUIPEMENTS					32 231 022,50
N° PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Qté	PU [AR]	MONTANT [AR]
TOTAL HORS TVA					12 394 072 927,64
TVA					2 478 814 585,53
TOTAL TOUTES TAXES COMPRISES					14 872 887 513,17

Le présent devis quantitatif et estimatif est arrêté à la somme de **QUATORZE MILLIARDS HUIT CENT SOIXANTE DOUZE MILLIONS HUIT CENT QUATRE-VINGT SEPT MILLE CINQ CENT TREIZE ARIARY DIX-SEPT** (Ar 14 872 887 513,17) toutes taxes comprises.

La Taxe sur la Valeur Ajoutée au taux de VINGT POUR CENT (20%) a pour montant **DEUX MILLIARDS QUATRE CENT SOIXANTE DIX-HUIT MILLIONS HUIT CENT QUATORZE MILLE CINQ CENT QUATRE-VINGT CINQ ARIRARY CINQUANTE-TROIS** (Ar 2 478 814 585,53).

Le coût au kilomètre de la route est évalué à **CINQ CENT CINQUANTE-HUIT MILLIONS QUATRE-VINGT DEUX MILLE QUATRE-VINGT TROIS ARIARY CINQ** (Ar 558 082 083,05).



CHAPITRE XIV : Coût 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.

XIV.1. L'Entretien courant

Par définition, l'entretien courant des chaussées constitue l'ensemble des Tavaux réalisés habituellement en subdivision, par des actions localisées visant à préserver la sécurité de l'usager 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.

Le coût d'Entretien courant est donné dans le tableau suivant :

**Tableau 86 : Coût d'Entretien courant**

Entretien courant [Ar/km/an]	1 580 000,00
Longueur de la route [km]	26,65
Total Entretien courant [Ar/an]	42 017 000,00

Source : MTPM (2014)

XIV.2. L'Entretien périodique

Cet entretien de la route s'effectue tous les 5 ans durant sa durée de service. L'Entretien périodique est réalisé lorsque l'état de la route tombe de la catégorie « bon » à la catégorie « mauvais » et comprend la réfection périodique de la couche d'usure précédée de quelques Travaux de préparation de l'ancienne couche de roulement.

Le coût d'Entretien périodique est donné dans le tableau suivant :

Tableau 87 : Coût d'Entretien périodique

Entretien périodique [Ar/km/5ans]	101 200 060,00
Longueur de la route [km]	26,65
Total Entretien courant [Ar/5ans]	2 696 981 599,00

Source : MTPM (2014)



CHAPITRE XV : Etude de rentabilité

L'étude de rentabilité nous permettra de justifier ou rejeter la réalisation du projet financièrement. On procèdera par une comparaison des coûts d'exploitation des véhicules usagers de la route selon le critère de bitumage et par le calcul des paramètres économiques de rentabilité.

XV.1. Les avantages sur les coûts d'exploitation

L'évaluation de ces coûts a pour finalité de connaitre si ces derniers peuvent couvrir toutes les charges d'investissement et d'entretien du projet. Etant donné que les coûts d'exploitation sont les seules valeurs monétaires directes ou indirectes que l'Etat puisse percevoir lors de l'usage de la route. Notons que le transport en est principalement la source.

Les coûts d'exploitation sont distingués en deux, dont :

- les coûts d'exploitation fixes ;
- les coûts d'exploitations proportionnels.

La méthode d'évaluation consiste en un calcul hypothétique de ces coûts et considérera le trafic en 3 catégories :

- véhicules de Charge utile égale à une tonne : CU = 1T;
- véhicules de Charge utile égale à deux tonnes : CU= 2T ;
- véhicules de Charge utile égale à cinq tonnes : CU = 5T.

XV.1.1. Hypothèses de coûts d'exploitation fixes

Ces coûts d'exploitation devraient constituer les valeurs sûres perçues de l'usage de la route, à citer :

- les assurances ;
- les taxes professionnelles et vignettes ;
- la rémunération du personnel de conduite ;
- la main d'œuvre de réparations.

XV.1.1.1. *Les assurances*

Le tableau suivant montre les valeurs mensuelles des assurances par catégorie de véhicules :

**Tableau 88 :** Valeurs mensuelles des assurances

TYPE	CU [T]	ACTIVITE	ASSURANCES [AR]
Camionnettes	1	Transporteur	31 256,00
Autocars	2	Transporteur	43 087,00
Camions	5	Transporteur	33 587,00

Source : Service du Transport

XV.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 89 : Valeurs annuelles des taxes professionnelles

TYPE	CU [T]	ACTIVITE	TAXES PROFESSIONNELLES [AR]
Camionnettes	1	Transporteur	160 000,00
Autocars	2	Transporteur	170 000,00
Camions	5	Transporteur	300 000,00

Source : Service du Transport

XV.1.1.3. *La rémunération du personnel de conduite*

Elle donnée par le tableau suivant :

Tableau 90 : Rémunération mensuelle du personnel de conduite

TYPE	CU [T]	ACTIVITE	SALAIRE CHAUFFEUR [AR]	SALAIRE AIDE-CHAUFFEUR [AR]
Camionnettes	1	Transporteur	200 000,00	120 000,00
Autocars	2	Transporteur	200 000,00	120 000,00
Camions	5	Transporteur	300 000,00	180 000,00

Source : Service du Transport

XV.1.1.4. *La main d'œuvre de réparations*

Les coûts de réparations des véhicules sont estimés dans le tableau suivant :

**Tableau 91 :** Les réparations éventuelles

TYPE	CU [T]	REPARATIONS [AR]
Camionnettes	1	100 000,00
Autocars	2	132 000,00
Camions	5	160 000,00

Source : Service du Transport

XV.1.1.5. *Les coûts d'exploitation fixes*

En somme, le tableau suivant donne le total des coûts d'exploitation fixes mensuels de la route :

Tableau 92 : Coûts d'exploitation fixes évalués

TYPE	CU [T]	COUTS [AR]
Camionnettes	1	22 639,11
Autocars	2	24 632,85
Camions	5	36 058,78

XV.1.2. Hypothèses de coûts d'exploitation proportionnels

Ces coûts diffèrent selon l'état de la chaussée : de la route en terre dégradée à la nouvelle route aménagée bitumée. Ils devraient constituer les variations de coûts pendant l'exploitation, à citer :

- la consommation en carburant [L/100 km] ;
- le pourcentage de consommation de lubrifiant par rapport au carburant [%] ;
- la durée de vie en kilomètre des pneumatiques [km] ;
- l'amortissement [an] ;
- la distance parcourue annuellement [km/an] ;
- la longueur de la route [km] ;
- le pourcentage des réparations éventuelles des matérielles par rapport au prix de véhicule neuf [%].



XV.1.2.1. La consommation en carburant [L/100 km]

Le tableau suivant récapitule les consommations des véhicules par catégories et selon l'état de la chaussée:

Tableau 93 : Consommation en carburant

TYPE	CU [T]	CARBURANT [L/100km]	
		ROUTE EN TERRE DEGRADEE	ROUTE BITUMEE
Camionnettes	1	25	12
Autocars	2	35	16
Camions	5	45	20

XV.1.2.2. La consommation en lubrifiant

Le pourcentage de consommation en lubrifiant par rapport à celle en carburant est donné par le tableau qui suit :

Tableau 94 : Consommation en lubrifiant

TYPE	CU [T]	LUBRIFIANT [%]	
		ROUTE EN TERRE DEGRADEE	ROUTE BITUMEE
Camionnettes	1	7	4
Autocars	2	7	4
Camions	5	7	4

XV.1.2.3. La durée de vie des pneumatiques

Elle est donnée par suite dans un tableau comparatif par état de la chaussée :

Tableau 95 : Durée de vie des pneumatiques

TYPE	CU [T]	PNEUMATIQUES [km]	
		ROUTE EN TERRE DEGRADEE	ROUTE BITUMEE
Camionnettes	1	12 000	17 000
Autocars	2	12 000	17 000
Camions	5	12 000	17 000



XV.1.2.4. L'amortissement

La durée d'amortissement est telle que :

Tableau 96 : L'amortissement

TYPE	CU [T]	AMORTISSEMENT [ans]	
		ROUTE EN TERRE DEGRADEE	ROUTE BITUMEE
Camionnettes	1	4	7
Autocars	2	5	7
Camions	5	5	7

XV.1.2.5. La distance parcourue annuellement

Elle représente la facilité de circulation des véhicules. Le tableau suivant montre les distances parcourues annuellement :

Tableau 97 : Distance parcourue annuellement

TYPE	CU [T]	DISTANCE PARCOURUE [km/an]	
		ROUTE EN TERRE DEGRADEE	ROUTE BITUMEE
Camionnettes	1	30 000	40 000
Autocars	2	25 000	30 000
Camions	5	22 000	25 000

XV.1.2.6. La longueur de la route

La route aménagée est d'une longueur exacte de 26,65 km ; soit environ 27 km.

XV.1.2.7. Les réparations matérielles

Le pourcentage des coûts de réparations matérielles par rapport au prix de véhicule neuf estimé par les distances parcourues est donné dans le tableau suivant :

**Tableau 98 :** Pourcentage des réparations matérielles

TYPE	CU [T]	REPARATIONS MATERIELLES [%]	
		ROUTE EN TERRE DEGRADEE	ROUTE BITUMEE
Camionnettes	1	25	15
Autocars	2	40	20
Camions	5	40	20

XV.1.2.8. Hypothèses sur les prix unitaires

D'autre part, les prix unitaires donnés hypothétiquement dans le tableau qui suit serviront pour l'évaluation des coûts d'exploitation proportionnels :

Tableau 99 : Hypothèses sur les prix unitaires

DESIGNATION PRIX	UTE	MONTANT [AR]		
		CAMIONNETTES	AUTOCARS	CAMIIONS
Carburant	L	3 700,00	3 700,00	3 700,00
Pneumatique	U	300 000,00	400 000,00	600 000,00
Amortissement	U	1 000 000,00	1 000 000,00	2 000 000,00
Véhicules neuves	U	50 000 000,00	100 000 000,00	175 000 000,00

XV.1.2.9. Les coûts d'exploitation proportionnels évalués

En fin, les résultats des calculs obtenus à partir des différentes hypothèses vues précédemment sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 100 :** Les coûts d'exploitation proportionnels mensuels

DESIGNATION PRIX	UTE	CAMIONNETTES	AUTOCARS	CAMIONS
		COUTS - ROUTES DEGRADEES [AR]		
Carburant	L	24 975,00	34 965,00	44 955,00
Lubrifiant	L	1 748,25	2 447,55	3 146,85
Pneumatique	U	27 777,78	30 864,20	40 740,74
Amortissement	U	397,06	317,65	635,29
Véhicules neuves	U	937,50	3 600,00	7 159,09
Sous total		55 835,59	72 194,39	96 636,98
COUTS - ROUTES BITUMEES [AR]				
Carburant	L	11 988,00	15 984,00	19 980,00
Lubrifiant	L	479,52	639,36	799,20
Pneumatique	U	26 143,79	26 143,79	32 679,74
Amortissement	U	397,06	317,65	635,29
Véhicules neuves	U	703,13	3 600,00	6 300,00
Sous total		39 711,49	46 684,80	60 394,23

XV.1.3. Les avantages de l'Aménagement

Les avantages sont appréciés par la différence de coûts entre ceux d'exploitations sur la route dégradée et ceux sur celle aménagée. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 101 : Les avantages mensuels de l'Aménagement du tronçon de 27km

TYPE	CU [T]	COUTS D'EXPLOITATION FXES [AR]	COUTS D'EXPLOITATION PROPORTIONNELS [AR]	TOTAL [AR]
		ROUTE DEGRADEE		
Camionnettes	1	22 639,11	55 835,59	78 474,70
Autocars	2	24 632,85	72 194,39	72 194,39
Camions	5	36 058,78	96 636,98	96 636,98



TYPE	CU [T]	COUTS D'EXPLOITATION FXES [AR]	COUTS D'EXPLOITATION PROPORTIONNELS [AR]	TOTAL [AR]
		ROUTE BITUMEE		
Camionnettes	1	22 639,11	39 711,49	39 711,49
Autocars	2	24 632,85	46 684,80	46 684,80
Camions	5	36 058,78	60 394,23	60 394,23
		AVANTAGES		
Camionnettes	1			38 763,20
Autocars	2			25 509,60
Camions	5			36 242,74

XV.2. Les paramètres économiques de rentabilité

Les principaux paramètres économiques pour la détermination de la rentabilité d'un projet sont :

- VAN : Valeur Actuelle Nette ;
- TRI : Taux de Rentabilité Interne ;
- DRCI : Délai de Récupération du Capital investi.

XV.2.1. Valeur Actuelle Nette

La valeur actuelle nette mesure la création de valeur du Projet. De ce fait, elle doit être positive pour un projet rentable. Elle est calculée de la manière suivante :

$$\text{VAN} = \sum_1^n A_p \times (1 + r)^{-p} - 1 \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- A_p : avantage ou flux net de trésorerie de la période p ;
- I : investissement initial ; $I = \text{Ar } 14\ 872\ 887\ 513,17$;
- r : taux d'actualisation ; $r = 12\ %$;
- n : durée de vie du Projet ; $n = 15\ ans$

**Tableau 102 : Les flux de trésorerie et la VAN**

Année	Recettes	Dépenses annuelles	Entretien	Dépenses annuelles totales	Flux net	F _a	Flux net actualisé	Cumul des flux
1	2 660 500 000,00	266 050 000,00	-	266 050 000,00	2 394 450 000,00	0,89	2 137 901 785,71	2 137 901 785,71
2	2 793 525 000,00	279 352 500,00	55 870 500,00	335 223 000,00	2 458 302 000,00	0,80	1 959 743 303,57	4 097 645 089,29
3	2 933 201 250,00	293 320 125,00	58 664 025,00	351 984 150,00	2 581 217 100,00	0,71	1 837 259 347,10	5 934 904 436,38
4	3 079 861 312,50	307 986 131,25	61 597 226,25	369 583 357,50	2 710 277 955,00	0,64	1 722 430 637,90	7 657 335 074,29
5	3 233 854 378,13	323 385 437,81	64 677 087,56	388 062 525,38	2 845 791 852,75	0,57	1 614 778 723,04	9 272 113 797,32
6	3 395 547 097,03	339 554 709,70	67 910 941,94	407 465 651,64	2 988 081 445,39	0,51	1 513 855 052,85	10 785 968 850,17
7	3 565 324 451,88	356 532 445,19	71 306 489,04	427 838 934,23	3 137 485 517,66	0,45	1 419 239 112,04	12 205 207 962,21
8	3 743 590 674,48	374 359 067,45	74 871 813,49	449 230 880,94	3 294 359 793,54	0,40	1 330 536 667,54	13 535 744 629,75
9	3 930 770 208,20	393 077 020,82	78 615 404,16	471 692 424,98	3 459 077 783,22	0,36	1 247 378 125,82	14 783 122 755,57
10	4 127 308 718,61	412 730 871,86	82 546 174,37	495 277 046,23	3 632 031 672,38	0,32	1 169 416 992,96	15 952 539 748,53
11	4 333 674 154,54	433 367 415,45	86 673 483,09	520 040 898,54	3 813 633 256,00	0,29	1 096 328 430,90	17 048 868 179,42
12	4 550 357 862,27	455 035 786,23	91 007 157,25	546 042 943,47	4 004 314 918,80	0,26	1 027 807 903,96	18 076 676 083,39
13	4 777 875 755,38	477 787 575,54	95 557 515,11	573 345 090,65	4 204 530 664,74	0,23	963 569 909,97	19 040 245 993,35
14	5 016 769 543,15	501 676 954,32	100 335 390,86	602 012 345,18	4 414 757 197,97	0,20	903 346 790,59	19 943 592 783,95
15	5 267 608 020,31	526 760 802,03	105 352 160,41	632 112 962,44	4 635 495 057,87	0,18	846 887 616,18	20 790 480 400,13
							VAN (Ar)	1 081 046 607,98

F_a : facteur d'actualisation.

On constate que la VAN est positive, donc l'investissement peut fructifier.

XV.2.2. Taux de Rentabilité Interne

Le TRI est défini comme le taux d'actualisation qui annule la VAN. Ainsi, il est obtenu en égalisant à zéro la formule (XV.1) telle que :

$$\text{VAN} = \sum_1^n A_p \times (1 + \text{TRI})^{-p} - 1 = 0 \quad (\text{III.7})$$

Significativement, un projet peut être adopté si le TRI est supérieur ou égal au taux d'actualisation (r = 12%), c'est-à-dire que la rentabilité moyenne du projet doit être au moins égale au coût des ressources qui le finance.

Après calcul, on obtient les valeurs limites du taux d'actualisation suivantes pour la VAN :

**Tableau 103 :** Valeurs limites du taux d'actualisation

Taux d'actualisation	13%	14%
VAN	397 946 339,49	-241 083 952,85

Après interpolation linéaire, on obtient **TRI = 13,62 %.**

On a TRI (13,62%) > r (12%) ; donc l'investissement est rentable pour le projet.

XV.2.3. Délai de Récupération du Capital investi

Par définition, le DRCI correspond au nombre de période au bout duquel le capital investi a pu être récupérer.

D'après le **Tableau 102 : Les flux de trésorerie et la VAN**, le capital investi est récupéré après 9 à 10 ans.

Exactement, après interpolation :

DRCI = 9,0755 ans. Soit 9 ans, 1 mois et 2 jours.



CHAPITRE XVI : Etude des impacts environnementaux

L'adoption de la loi portant Charte de l'Environnement Malagasy et la promulgation du décret relatif à la Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE) impliquent une obligation pour les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement d'être soumis soit à une étude d'impact environnemental (EIE), soit à un programme d'engagement environnemental (PREE), selon la nature technique, l'ampleur de ces projets et la sensibilité de leurs milieux d'implantation.

Notons que le PREE est un programme, géré directement par la cellule environnementale du ministère sectoriel dont relève la tutelle de l'activité, qui consiste en l'engagement du promoteur de prendre certaines mesures d'atténuation des impacts de son activité sur l'environnement, ainsi que des mesures éventuelles d'aménagement du lieu d'implantation.

XVI.1. Notion d'environnement

Le Dictionnaire Roberts 1995 définit l'environnement comme étant l'ensemble des conditions naturelles et culturelles agissant sur les organismes vivants et les activités humaines.

Selon la Charte de l'environnement malgache (loi 90-033 du 21.12.90), l'environnement représente l'ensemble des milieux naturels et artificiels, y compris les milieux humains et les facteurs sociaux et culturels qui intéressent le développement.

Ainsi, une étude de l'environnement par rapport à notre projet justifiera l'interdépendance entre Développement et Environnement.

XVI.2. Les principaux objectifs de l'étude

La réalisation de notre projet devrait préserver les domaines de l'Ecosystème, des Ressources naturelles, des Milieux naturels, de l'Ecologie politique, de l'Environnement et du Développement durable en se fixant respectivement les objectifs suivants :

- suivi de la pollution des sols, qualité des eaux, restauration des terrains en montagne ;
- gestion forestière, conservation des sols ;
- politiques de protection de la nature : réserves naturelles, parcs nationaux, espèces protégées ;



- adoption de technologies plus favorables à l'environnement ;
- lutte contre la pollution, études d'impact ;
- projet de développement relatif aux aires protégées.

La finalité étant de viser la prise en compte des préoccupations environnementales à toutes les phases de réalisation du projet, soient sa conception, sa mise en place, son exploitation et sa fermeture s'il y a lieu. Elle aide le promoteur à concevoir un projet plus respectueux du milieu d'implantation, tout en étant acceptable aux plans technique et économique.

XVI.3. Mise en contexte et présentation du projet

L'Aménagement de la RN 9 en route revêtue de Bevoay à Manja a pour principaux objectifs :

- le développement de la vie sociale et économique de ses Zones d'influences ;
- l'enclavement de ces Zones afin de promouvoir les communications et échanges ;
- l'élargissement du secteur touristique.

XVI.4. Description du projet

XVI.4.1. Les composantes du projet et ses infrastructures techniques

Un récapitulatif des études faites concernant notre Aménagement est tel que :

- Le tracé en plan est présenté en *Annexe 4* ;
- Le profil en travers type présenté par la *Figure 15* ;
- Le profil en long présenté par extraits en *Annexe 3* ;
- Le projet est implanté sur le terrain gouvernemental malagasy, aucune expropriation n'est faite ;
- Le plan d'installation des chantiers sera propre à l'entreprise d'exécution avec les infrastructures temporaires (implantation des chemins d'accès, parcs pour la machinerie, aires d'entreposage et d'expédition, installations sanitaires, équipements de traitement des eaux et des boues, hébergement du personnel, cantine, bureaux administratifs, stationnements, etc.) ;



- Les activités relatives à la mise en place du projet : déboisement, défrichage, brûlage, excavation, creusage, déblayage et remblayage, franchissement de cours d'eau, utilisation de machinerie lourde, utilisation d'herbicides, démolition de dalots ;
- La durée de vie du projet : 15 ans, nécessité d'entretien courant et périodique ;

XVI.4.2. Les ressources utilisées

Les matières premières sont des matériaux et additifs provenant respectivement des sites abondantes de gisement meuble et rocheux ainsi que des centrales d'enrobés (liant hydrocarboné) ;

Les ressources naturelles utilisées : les sols et les eaux (collecte, contrôle, dérivation, confinement).

Les ressources humaines : recrutement de main d'œuvre requise par spécialité et habileté et qualification, hébergement et mode d'approvisionnement sur les lieux d'hébergement et de travail ;

Les besoins énergétiques : utilisation de carburants pour les engins et de groupes électrogènes dans le cas d'un travail de nuit.

XVI.4.3. Les modes d'exploitation et de traitement

- Les produits et sous-produits attendus comme objectifs du projet ;
- Les procédés d'exploitation et de traitement, les équipements utilisés ainsi que les schémas de procédé ;
- Les mesures d'utilisation rationnelle et de conservation des ressources (réduction à la source, amélioration de l'efficacité d'utilisation et application des technologies de valorisation : réemploi, recyclage, compostage, etc.) ;

XVI.4.4. Les pollutions et nuisances potentielles directement causées par le projet

- Les émissions de fumées dans l'atmosphère (engins compacteurs et transporteurs) et les nocivités du bitume au moment du répandage;
- Les bruits et vibrations dus au compactage des couches (couche de revêtement, de base et de fondation) ;



XVI.5. Description du milieu récepteur

XVI.5.1. Délimitation de la zone d'étude

La zone d'influence directe du projet se limite aux différentes communes et ses environs perceptibles longeant l'axe de l'Aménagement.

XVI.5.2. Description des composantes du milieu récepteur les plus pertinentes

XVI.5.2.1. *La flore*

L'environnement de la zone est dégradé à cause de la recrudescence des feux de brousse et des feux de prairie que les villageois allument soi-disant pour assurer la nourriture de leur bétail.

De plus, la zone connaît une période de longue sécheresse. L'invasion des criquets au début de l'année a aggravé la situation de la zone

Des mesures urgentes doivent être prises dans le cadre du projet de l'Aménagement de cette partie de route sur la RN9 y compris l'élaboration et l'application du « Dina » (ou Charte locale) contre les « *douro tante* » pour lutter contre les feux de brousse qui prennent de l'ampleur actuellement.

La composition du milieu biologique de la zone du projet est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 104 : Composition du milieu biologique

LOCALISATION	FLORE
PK 223+573 au PK 250+223	Sakoa, Kilimbazaha, Robontsy, Taikaondry, Rizières.

Source : Enquête du Groupement 4SL - 2015

XVI.5.2.2. *La faune*

Le tableau suivant recense les espèces fauniques les plus endémiques dans le milieu récepteur du projet et leur abondance :

**Tableau 105 : Les espèces fauniques les plus endémiques**

	ESPECE	NOM VERNACULAIRE	ABONDANCE
Oiseaux	Turnix nigricollis	Kibobo	++
	Pterocles personatus	Katrakatraka	++
	Ploceus sakalava	Fodisahy	+++
	Ploceus sakalava	Fodisahy	+++
	Motacilla flaviventris	Triotrio	+++
	Agapornis cana	Karaoka	+
	Centropus toulou	Toloho	+++
	Falcon. newtoni	Hitsikitsika	+++
	Foudia madagascariensis	Fody	+++
Reptiles	Mimophis mahafalensis	N,D	++
Mammifères	Tenrec ecaudatus	Trandraka	+
	Setifer setosus	Sokina	+
	Eulemur macaco flavifrons	Akomba	+

Source : Enquête du Groupement 4SL - 2015

Avec les qualifications :

- + : quantité moyenne ;
- ++ : quantité abondante ;
- +++ : quantité très abondante.

XVI.6. Analyse des variantes du projet

L'analyse et le choix de la variante retenue sont présentés dans la section VII.3.5 « *Choix de la variante retenue* » selon les critères économique et technique.

Du plan de vue environnemental, la variante de structure LNTPB constitue le choix le plus atténuant pour la prévention de l'intégrité écologique de la zone d'influence. En effet, les



structures y proposées utilisent des matériaux moindres par rapport à celles dimensionnées par la méthode LCPC.

XVI.7. Analyse des impacts

XVI.7.1. Identification des impacts potentiels

Les tableaux sous-donnés identifient les sources et les impacts environnementaux probables engendrés par notre projet d'aménagement de la phase préparatoire à l'exploitation.

XVI.7.1.1. *Phase préparatoire*

Tableau 106 : Les impacts environnementaux probables en phase préparatoire

SOURCE D'IMPACTS	COMPOSANTE DU MILIEU	IMPACTS PROBABLES	TYPE
Campement des ouvriers	Milieu humain	Propagation des maladies étrangères	Négatif
		Perturbation des us et coutumes	Négatif
		Risque de troubles sociaux suite à la venue massive de personnes	Négatif
		Risque de vols	Négatif
		Création d'emploi	Positif

XVI.7.1.2. *Phase d'exécution*

Le tableau suivant montre les impacts environnementaux probables pendant la phase d'exécution des travaux :

**Tableau 107 : Les impacts environnementaux probables en phase d'exécution**

SOURCE D'IMPACTS	COMPOSANTE DU MILIEU	IMPACTS PROBABLES	TYPE
Extraction de matériaux rocheux et autres, transport de ces produits et d'autres matériaux de construction dans la zone de projet	Milieu physique (sol, eau, air)	Risque de Pollution du sol et de l'eau due aux éclats et débris rocheux	Négatif
		Risque d'érosion suite au déblai effectué dans les sites d'emprunt	Négatif
		Risque de pollution de l'air suite à l'émanation de poussière	Négatif
	Milieu biologique (faune)	Modification d'habitat faunistique	Négatif
		Risque de destruction de la faune aquatique	Négatif
	Milieu humain	Risque de maladies, de blessures pour les employés de l'entreprise et la population environnante	Négatif
		Risque d'accidents de circulation	Négatif
		Nuisance sonore	Négatif
Travaux de construction d'ouvrages d'art	Milieu physique (eau de rivière, sol)	Risque de pollution de la rivière due à l'apport des déchets végétaux et autres	Négatif
		Risque d'érosion de la nappe piézométrique	Négatif
		Risque de dégradation esthétique dans le paysage suite à l'aménagement de l'accès au pont	Négatif



SOURCE D'IMPACTS	COMPOSANTE DU MILIEU	IMPACTS PROBABLES	TYPE
Travaux de construction d'ouvrages d'art	Milieu physique (sol)	Risque de pollution du sol due à l'éparpillement des produits de concassage, des emballages des produits de quincaillerie utilisés dans les travaux d'aménagement et des déversements accidentels de produits de vidange et de carburants	Négatif
		Risque d'éboulement suite aux travaux de remblai	Négatif
		Affouillement au niveau des berges	Négatif
		Modification du profil pédologique	Négatif
	Milieu biologique (flore)	Destruction de la couverture végétale	Négatif
		Risque d'impacts sur les champs de cultures	Négatif
	Milieu humain	Risque de maladies pour les employés de l'entreprise	Négatif
		Risque d'accidents de circulation	Négatif
		Nuisance sonore	Négatif
		Gènes des usagers suite à la coupure temporaire de la circulation	Négatif
		Risque d'impacts sur des propriétés foncières privées suite à l'aménagement de déviations	Négatif
		Apparition d'activités génératrices de revenus pour la population (la gargotterie, le commerce ambulant)	Positif



XVI.7.1.3. Phase d'exploitation

Tableau 108 : Les impacts environnementaux probables en phase d'exploitation

SOURCE D'IMPACTS	COMPOSANTE DU MILIEU	IMPACTS PROBABLES	TYPE
Utilisation de la nouvelle route	Milieu humain	Amélioration de la circulation des biens et des personnes sur la RN9	Positif
		Augmentation des débouchés pour les produits agricoles	Positif
		Création d'emplois	Positif
		Augmentation des revenus de la population	Positif
		Stimulation de l'économie dans la zone du projet	Positif
Fin du recrutement de personnel par l'entreprise et disparition des activités génératrices de revenus	Milieu humain	Perte d'emplois	Négatif
		Perte de revenus	Négatif
		Troubles sociaux	Négatif
Entretien périodique des infrastructures	Ouvrages de franchissement	Pérennité des infrastructures et de leur utilisation	Positif

XVI.7.2. Evaluation de l'importance des impacts

Selon la méthode proposée par le SAVAIVO, l'importance des impacts est estimée en faisant le total des notes quantifiant l'étendue spatiale, la durée et l'intensité pour chaque type d'impact tel que :

**Tableau 109 :** Mesure de l'importance des impacts

	Etendue spatiale (Es)	Durée (D)	Intensité de l'impact (I)	Importance de l'impact
Note	1 : locale 2 : zonale 3 : régionale	1 : occasionnelle 2 : temporaire 3 : permanente	1 : faible 2 : moyenne 3 : forte	7-9 : majeure 6-5 : moyenne 4-3 : mineure

Source : SAVAIVO-Etudes d'Impact Environnemental-PSDR

Avec :

- Etendue spatiale dite :
 - ✓ « régionale » si l'impact est senti par une grande partie de la population et s'étend en surface ;
 - ✓ « locale » s'il est senti par l'environnement immédiat ;
 - ✓ « zonale » s'il est senti dans une petite aire bien définie ;
 - ✓ « régionale » s'il est senti dans une aire plus grande.
- Durée dite :
 - ✓ « permanente » si l'effet est ressenti sur une longue période et indéterminée ;
 - ✓ « temporaire » si la période est assez courte et déterminée ;
 - ✓ « occasionnelle » si la période est très courte et passagère.
- Intensité de l'impact dite :
 - ✓ « forte » si l'impact remet en cause la totalité et altère le milieu récepteur ;
 - ✓ « moyenne » s'il réduit partiellement la qualité du milieu récepteur ;
 - ✓ « faible » si l'impact ne modifie pas trop la qualité du milieu récepteur.

Les tableaux sous-mentionnés évaluent l'importance des impacts suivant les phases préparatoire, d'exécution et d'exploitation.



XVI.7.2.1. Phase préparatoire

Tableau 110 : Importance des impacts en phase préparatoire

SOURCE D'IMPACTS	IMPACTS	Es	D	I	IMPORTANCE DE L'IMPACT
Campement des ouvriers	Propagation des maladies	1	1	4	4 (mineure)
	Perturbation des us et coutumes	1	1	2	4 (mineure)
	Risque de troubles sociaux suite à la venue massive de personnes étrangères	1	1	2	4 (mineure)
	Risque de vols	1	1	2	4 (mineure)
	Création d'emploi	2	2	3	7 (majeure)
	Augmentation des revenus	3	2	3	8 (majeure)
	Diminution de la couverture végétale	1	2	2	5 (moyenne)
Inexistence de fosses d'aisances	Insalubrité de l'environnement	1	1	2	4 (mineure)
	Risque de maladies pour la population	1	1	2	4 (mineure)
Travaux de construction de la route et des ouvrages	Risque de dégradation esthétique dans le paysage suite aux travaux de déblai dans les sites d'emprunts	1	3	2	6 (moyenne)
	Risque d'érosion du sol suite au déblai effectué dans les sites d'emprunt	1	3	2	6 (moyenne)
	Risque de pollution du sol et de l'eau due aux éclats et débris rocheux, risque de pollution de la rivière due à l'apport des déchets végétaux et autres	1	1	2	4 (mineure)
	Risque de pollution du sol due à l'éparpillement des produits de concassage, et autres de produits, des emballages des produits de quincaillerie utilisés dans les travaux et des déversements accidentels de produits de vidange et de carburants	1	1	2	4 (mineure)
	Risque de pollution de l'air suite à l'émanation de poussière	1	1	2	4 (mineure)
	Risque de dégradation esthétique dans le paysage suite à l'aménagement de l'accès au pont	1	3	2	6 (moyenne)



SOURCE D'IMPACTS	IMPACTS	Es	D	I	IMPORTANCE DE L'IMPACT
Travaux de construction de la route et des ouvrages	Risque d'érosion de la nappe piézométrique	1	3	2	6 (moyenne)
	Affouillement au niveau des berges	1	1	2	4 (mineure)
	Modification du profil pédologique	1	3	2	6 (moyenne)
	Risque d'éboulement suite aux travaux de remblai	1	1	2	4 (mineure)
	Modification d'habitat faunistique et risque de destruction de la faune aquatique	1	2	2	5 (moyenne)
	Destruction de la couverture végétale, risque d'abattage d'arbres	1	3	2	6 (moyenne)
	Risque de maladies respiratoires pour les employés de l'entreprise chargée des travaux d'aménagement	1	1	2	4 (mineure)
	Risque d'accidents de circulation	1	1	2	4 (mineure)
	Gènes des usagers suite à la coupure temporaire de la circulation	1	1	2	4 (mineure)
	Risque d'impacts sur des propriétés foncières privées suite à l'aménagement de déviations	1	3	2	6 (moyenne)
	Nuisance sonore	1	2	2	5 (moyenne)

XVI.7.2.2. Phase d'exécution

Tableau 111 : Importance des impacts en phase d'exécution

SOURCE D'IMPACTS	IMPACTS	Es	D	I	IMPORTANCE DE L'IMPACT
Apparition d'activités génératrices de revenus	Création d'emploi	2	2	3	7 (majeure)
	Augmentation des revenus	3	2	3	8 (majeure)



XVI.7.2.3. Phase d'exploitation

Tableau 112 : Importance des impacts en phase d'exploitation

SOURCE D'IMPACTS	IMPACTS	Es	D	I	IMPORTANCE DE L'IMPACT
Utilisation de la route aménagée	Amélioration de la circulation sur la RN 9	3	3	2	8 (majeure)
	Augmentation du trafic motorisé sur la route	3	3	2	8 (majeure)
	Augmentation des débouchés des produits	3	3	2	8 (majeure)
	Augmentation des prix des produits agricoles	3	3	2	8 (majeure)
	Augmentation des revenus	3	2	2	7 (majeure)
	Stimulation de l'économie de la zone du projet	3	2	2	7 (majeure)
Fin du recrutement de personnel par l'entreprise et Disparition des activités génératrices de revenus	Perte d'emplois	1	2	2	5 (moyenne)
	Perte de revenus	1	2	2	5 (moyenne)
	Troubles sociaux	1	2	2	5 (moyenne)
Entretien périodique des infrastructures	Pérennité des infrastructures	3	3	3	9 (majeure)

XVI.7.3. Les enjeux

Les enjeux environnementaux sont les préoccupations environnementales susceptibles de favoriser ou de remettre en cause l'existence même du projet. Ces enjeux devront faire l'objet d'une attention particulière lors de la formulation des mesures d'atténuation :

- les us et coutumes les plus pratiqués dans la zone du projet sont : Savatse, Bilo, Soro. De plus la population s'adonne à un culte d'adoration au pied des tamarins ou Kily.



Aussi, ces arbres sont protégés : il est interdit de souiller les aires auprès de certains kily ;

- une certaine part de la population s'interdit de consommer de la viande de porc, de chèvre, ou de mouton ;
- le jeudi est un jour tabou en raison de croyance ancestrale.

XVI.7.4. Atténuation des impacts

Cette étape consiste à présenter les actions ou les mesures appropriées pour prévenir, supprimer ou réduire les impacts négatifs, ou bien pour accroître les bénéfices des impacts positifs sur l'environnement. A défaut de pouvoir réduire ou supprimer les impacts négatifs par les mesures d'atténuation, nous envisagerons l'application de mesures compensatoires comme par exemple le dédommagement des personnes expropriées.

Le tableau suivant donne les mesures d'atténuation des impacts négatifs et les indicateurs de suivi :

Tableau 113 : Les mesures d'atténuation des impacts environnementaux

IMPACTS NEGATIFS	MESURES D'ATTÉNUATION	INDICATEURS
Perturbation des us et coutumes.	Sensibilisation du personnel de l'entreprise.	PV de réunion et fiche de présence.
Risque de propagation des maladies.	Dotation de la base vie d'une boîte à pharmacie ; Distribution de préservatifs au personnel de l'entreprise.	Nombre de boîtes à pharmacie ; Nombre de malades mensuels ; Nombre mensuel de préservatifs distribués ; Rapport périodique de contrôle sanitaire.
Risque de troubles sociaux suite à la venue massive de personnes étrangères.	Sensibilisation du personnel de l'entreprise et de la population ; Enregistrement des étrangers au niveau des Fokontany.	PV de réunion et fiche de présence.



IMPACTS NEGATIFS	MESURES D'ATTENUATION	INDICATEURS
Risque de vols.	Construction de magasins de stockage avec gardien pour l'entreprise chargée des travaux.	Existence des magasins de stockage ; Nombre mensuel de vols de matériaux et ou de matériels perpétrés.
Risque de dégradation esthétique dans le paysage ; Risque de diminution de la couverture végétale ; Risque d'abattage d'arbres.	Débroussaillage et décapage des zones uniquement concernées par les travaux ; Limiter le nombre d'arbres à abattre au strict minimum.	Ratio couverture végétale/occupation du sol.
Insalubrité de l'environnement ; Risque de maladies diarrhéiques pour la population et le personnel de l'entreprise.	Construction de fosses d'aisance.	Nombre de fosses d'aisance construites ; Nombre mensuel de cas de maladies diarrhéiques.
Risque de pollution de l'air.	Couvrir de bâches les camions ; Arroser la partie remblayée.	Nombre de camions bâchés ; Surface remblayée arrosée d'eau.
Risque d'accidents de circulation.	Limitation de la vitesse de circulation des voitures à 40 km/h ; Mise en place de panneaux de chantier et panneaux de signalisation ; Dotation de la base vie de l'entreprise chargée des travaux d'un garage équipé en matériels et personnel adéquat ; Contrôle périodique des véhicules et de leur état.	Nombre de panneaux implantés ; Nombre des contrevenants ; Rapport technique et d'activité du garage ; PV des contraventions établis par les autorités compétentes.
Risque d'accidents au travail.	Dotation des employés d'EPI (Equipements de Protection Individuelle) respectant les normes de qualité du travail et de sécurité.	Nombre de personnel équipé.



IMPACTS NEGATIFS	MESURES D'ATTENUATION	INDICATEURS
Nuisance sonore.	Limitation du trafic des camions de l'entreprise chargée des travaux.	Nombre de conducteurs réprimandés.
Risque de Pollution du sol due aux éclats et débris rocheux, à l'éparpillement des produits de concassage et autres, des emballages des produits de quincaillerie utilisés dans les travaux et des déversements accidentels de produits de vidange et de carburants ; Risque de pollution de la rivière due à l'apport des déchets végétaux et autres	Identification et aménagement d'un lieu de dépôt des produits excédentaires, des déchets etc. sur un terrain plat ne menaçant pas d'autres activités ; Vider les lieux de dépôt périodiquement ; Stocker le carburant dans des fûts ; Utilisation de bacs pour la collecte des produits de vidange.	Existence d'un lieu de dépôts respectant les règles ; Nombre de fûts pour carburant ; Existence de bacs de collecte.
Affouillement au niveau des berges.	Protection des berges par enrochement.	Surface enrochée.
Risque d'érosion de la nappe piézométrique ; Risque de modification du profil pédologique.	Limitation de la longueur des piles enfouies dans l'eau.	Longueur des piles enfouies dans l'eau.
Risque de gênes des usagers suite à la coupure temporaire de la circulation.	Construction d'une déviation.	Longueur de la déviation.
Risque d'impacts des propriétés privées suite aux travaux de construction d'une déviation.	Recensement des propriétaires impactés ; Recensement et estimation de la valeur impactée ; Dédommagement des propriétaires des cultures impactées.	PV de réunion avec les propriétaires impactés ; Liste des propriétaires ; Liste des propriétés ; Estimation des compensations.



IMPACTS NEGATIFS	MESURES D'ATTENUATION	INDICATEURS
Risque d'éboulement suite aux travaux de remblayage.	Engazonnement de la partie remblayée ou construction de gabions	Surface engazonnée ; Surface des gabions.
Risque d'érosion du sol suite au déblai effectué dans les sites d'emprunt.	Nettoyage des gravats ; Limitation des zones ; déblayées en fonction des besoins.	Site aménagé après extraction.
Risque de maladies pour la population et les employés de l'entreprise.	Encouragement de la population à se faire soigner au Centre de Soins ; Distribution de médicaments aux employés de l'entreprise tombés malades personnel ou le cas échéant transfert des malades au Centre de soins le plus proche.	Nombre de population malades ; Nombre d'employés malades.
Perte d'emplois ; Perte de revenus ; Troubles sociaux.	Mise en place par les autorités communales des mesures d'accompagnement suite au retrait de l'entreprise : Organisation d'une consultation publique pour faire le point sur le départ de l'entreprise ; Crédit d'emploi pour les employés locaux débauchés par l'entreprise.	PV de réunion ; Nombre d'Emplois créés.

XVI.7.5. Analyse des risques et dangers

Selon la spécificité des projets, particulièrement pour les projets industriels et d'infrastructures lourdes, leur réalisation pourrait comporter des risques importants d'accidents technologiques et autres dangers pour l'environnement ou la santé publique. Dans ce cas, l'étude d'impact doit les identifier, en fournir une analyse appropriée et présenter un plan de mesures de sécurité et d'urgence pertinentes. Ces mesures seront à appliquer aussi bien pour la protection



des populations environnantes que pour la sécurité des travailleurs du projet et des zones à risques identifiées.

XVI.7.5.1. Analyse des risques d'accident technologique

Dans ce projet, il nous est difficile de démontrer la présence de possibilités d'accidents technologiques majeurs. En se basant sur une revue des accidents passés survenus dans le cadre de projets similaires, l'étude doit nous prédir les dangers et les scénarios d'accidents majeurs potentiels, afin d'en estimer les conséquences, les fréquences et les risques.

Elle doit permettre de circonscrire les zones de danger sur le territoire pour en tenir compte dans la planification des mesures d'urgence. Il est ainsi nécessaire de bien connaître toutes les composantes menacées en cas d'accidents. Une discussion quant aux risques et aux facteurs qui pourraient provoquer des accidents technologiques sera présentée.

XVI.7.5.2. Mesures de sécurité et plan d'urgence

Les mesures de sécurité qui seront prises sur le site du projet et le plan de mise en œuvre sont présentées ci-après :

- les limitations d'accès au site ;
- les installations de sécurité : systèmes de surveillance, d'arrêt d'urgence, de lutte contre les incendies, système de communication, etc. ;
- les moyens d'entreposage des produits toxiques et dangereux (bitume, carburant) ;
- un programme de gestion des risques : protection du personnel, formation des employés, exercices d'alerte, simulation des situations d'urgence, etc. ;
- un programme de révision des mesures de sécurité établie au besoin.

En cas d'accident, sur la base de l'identification des dangers et accidents technologiques, un plan de mesures d'urgence doit être mis en place. Une liste non exhaustive de mesures d'urgence est donnée ci-dessous :

- les scénarios d'accidents : conséquences et zones à risque ;
- les informations pertinentes en cas d'urgence : risques de propagation d'incendie, d'arrêt de travaux, de décès etc. ;



- les mesures d'intervention et les actions envisagées par scénario d'accident en situation d'urgence : transport, premier soin, arrêt de chantier, extinction d'incendie etc. ;
- les modes de communication : téléphonique, sonore (sirène) etc. ;
- les mesures de protection pour protéger les populations des zones à risque : évacuation, mise en alerte ;
- les moyens prévus pour alerter les populations concernées : appel téléphonique ou radio aux organismes compétentes ;
- un programme de révision des mesures d'urgence selon les besoins.

XVI.7.6. Synthèse du projet retenu

En somme, le projet que nous avons retenu présente des portées non négligeables vis-à-vis de l'environnement : on peut dire que les impacts environnementaux négatifs sont de faible ou moyenne importance ; et parallèlement, les impacts positifs du point de vue général sont d'importance majeure.

Les actions, ouvrages, dispositifs, correctifs ou modes de gestion alternatifs pour atténuer ou éliminer les impacts négatifs du projet doivent être respectées ainsi que celles destinées à maximiser les retombées positives pour la mise en évidence des instances compétentes.

XVI.7.7. Plan de gestion environnementale du projet (PGEP)

L'étude d'impact environnemental débouche sur un programme de surveillance et de suivi environnemental à mettre en œuvre durant toutes les différentes phases du projet et, le cas échéant, après la fermeture du projet. Cette section constitue la base du cahier des charges environnementales du promoteur, sous forme d'un plan de gestion environnemental.

La surveillance consiste à assurer les engagements et les obligations de prise en compte de l'environnement et d'application des mesures d'atténuation des impacts négatifs requises pendant toute la durée du projet.

Le suivi consiste à suivre l'évolution de certaines composantes des milieux naturel et humain affectées par la réalisation du projet. Cette activité vise à vérifier la validité des



hypothèses émises relativement à la performance environnementale du projet et à l'efficacité des mesures d'atténuation, le cas échéant.

Les tableaux qui suivent représentent le programme de gestion de l'environnement respectivement par rapport aux différents Timings d'exécution :

XVI.7.7.1. Phase d'installation de chantier

Cette phase constitue l'installation de chantier, l'avant début des travaux et au fur et à mesure de l'arrivée de nouveaux recrus par les entreprises.

Tableau 114 : Programme de Gestion Environnemental en phase d'installation de chantier

MESURES D'ATTENUATION	ACTIONS ENVIRONNEMENTALES	ESTIMATION DU COUT [AR]	RESPONSABLE D'EXECUTION
Enregistrement au niveau des Fokontany du personnel de l'entreprise chargée des travaux.	Etablissement de registre du personnel.	En fonction du nombre des personnes enregistrées.	Entreprise ; Maître d'œuvre ; Autorités locales.
Sensibilisation des populations et du personnel des entreprises pour éviter les maladies telles que les MST/SIDA, y compris les préservatifs ;	Installation de local médical,	Inclus dans le prix installation et repli de chantier.	Entreprise ; Maître d'œuvre.
Dotation de la base vie d'une infirmerie.	Installation d'un Centre de soin ; Achat de boîte à pharmacie.	Inclus dans le prix installation de chantier.	Entreprise ; Maître d'œuvre ; Autorités locales.
Dotation de la base vie d'un garage.	Installation de parc à engins.	Inclus dans le prix installation de chantier de l'entreprise.	Entreprise ; Maître d'œuvre.



MESURES D'ATTENUATION	ACTIONS ENVIRONNEMENTALES	ESTIMATION DU COUT [AR]	RESPONSABLE D'EXECUTION
Aménagement des aires de dépôts pour les déchets et le carburant, loin des lieux fréquentés et des zones d'activités agricoles.	Construction de fosses à ordures provisoires et de bacs pour la collecte d'huiles de vidange ; Couvrir le sol de bâches ; Vider les fosses périodiquement ; Mise en place d'une citerne pour stocker le carburant.	Inclus dans le prix installation et repli de chantier.	Entreprises ; Maître d'œuvre ; Autorités locales.
Dotation des employés d'équipements de travail (bottes, combinaison, gilets fluorescents, casques, lunettes, gants, masques anti poussière) pour le personnel d'entreprise chargée des travaux.	Achat d'EPI.	Inclus dans le prix installation et repli de chantier.	Entreprises ; Maître d'œuvre.
Aménagement des infrastructures sanitaires bien isolées (latrines provisoires) par l'entreprise.	Construction de latrines provisoires.	Inclus dans le prix installation et repli de chantier	Entreprises ; Maître d'œuvre ; Autorités locales.
Mise en place de panneaux de chantier et de panneaux de signalisation.	Confection de panneaux.	Inclus dans le prix installation et repli de chantier.	Entreprises ; Maître d'œuvre.



XVI.7.7.2. Pendant la réalisation des travaux

Tableau 115 : Programme de Gestion Environnemental pendant la réalisation des travaux

MESURES D'ATTENUATION	ACTIONS ENVIRONNEMENT-ALES	IMPLICATION DU COUT [AR]	RESPONSABLE D'EXECUTION
Engazonnement de la partie remblayée ou mise en place de gabions.	Engazonnement des remblais ou mise en place de gabions.	Inclus dans le BDE	Entreprise ; Maître d'œuvre.
Protection des berges.	Enrochement des bords de rivières.	Inclus dans le BDE.	Entreprise ; Maître d'œuvre.
Dédommagement des propriétaires fonciers impactées.	Calcul des pertes des propriétaires en matière de cultures ; Estimation de la valeur des immobilisations.	A la charge du Projet	Entreprise ; Maître d'œuvre.
Nettoyage des gravats.	Enlèvement des gravats et compactage de ces derniers.	Inclus dans le BDE.	Entreprise ; Maître d'œuvre.



XVI.7.7.3. Avant la réception technique des travaux

Tableau 116 : Programme de Gestion Environnemental avant la réception technique des travaux

MESURES D'ATTENUATION	ACTIONS ENVIRONNEMENT-ALES	ESTIMATION DU COUT [AR]	RESPONSABLE D'EXECUTION
Remise en état des gites d'emprunt de terre pour remblai.	Plantation de jeunes plantes aux endroits d'extraction de terre de remblai.	Inclus dans le prix installation et repli de chantier.	Entreprises ; Maître d'œuvre.

Conclusion partielle

L'étude des impacts nous a présenté d'une façon claire et concise tous les éléments pertinents à la bonne compréhension du projet et de ses impacts. Le PGEP proposé et actualisé fournit toutes les mesures réalisables à la charge des parties prenantes et qui ensemble garantiraient la faisabilité environnementale et sociale du Projet dans le respect des équilibres naturels et sociaux de la Région. Ajoutée à la rentabilité financière du projet, le scénario de « Sans projet », est le cas optimal pour l'environnement mais, il bride le développement des zones d'influence du projet.

L'Aménagement de la RN 9 constitue donc un projet acceptable par rapport à la corrélation Environnement-Développement.



CONCLUSION GENERALE

En résumé, une Route est un vecteur de développement d'un pays améliorant la vie d'un chacun jusqu'à un groupe et enfin de toutes les régions en désenclavant les zones avec des difficultés d'accessibilité et en facilitant les échanges sociaux et commerciaux. En particulier, le projet d'aménagement de la RN 9 vise à connecter les Zones d'influences et à désenclaver la maille entre la Région d' Atsimo Andrefana et Menabe.

Le présent mémoire étudie un tronçon long de 26,65 km dans cette zone maillée reliant les communes d'Ankiliabo à Ambivy (PK 223+573 au PK 250+223). Tous les calculs, tous les essais géotechniques et toutes conceptions et études que nous avons faits suivent les Normes caractéristiques et le cas pratique pour assurer la sécurité, le confort des usagers, la durabilité, la rentabilité économique du projet et le respect de l'environnement.

Explicitement, la pérennité de la Route est traduite par son bitumage : une couche de roulement en BBSG, une couche de base en GCNT et une couche de fondation en MS selon le dimensionnement par la méthode LNTPB ; la durabilité des ouvrages d'art se traduit par la vérification des différentes conditions d'armatures ; la rentabilité économique se traduit par une VAN (Ar 1 081 046 607,98) positive, un TRI (13,62%) supérieur au taux d'actualisation de 12 %, un DRCI (9 ans, 1 mois et 2 jours) inférieur à la durée de vie du Projet (15 ans) et enfin, les impacts environnementaux sont envisageables du fait des mesures d'atténuation prises à longues portées.

La réalisation du projet apportera donc un nouveau souffle dans le développement humain et économique de la Zone Sud-ouest de Madagascar.



BIBLIOGRAPHIE

- Cours à l'ESPA :
 - Cours de management de construction routière 2015, Cours de Matériaux de Construction 2014 : RAHELISON Landy Harivony ;
 - Cours d'hydraulique routière et de géotechnique routière, 2014 : RABENATOANDRO Martin ;
 - Cours de Route I et Route II, 2012 et 2014 : RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina ;
 - Cours de béton armée, 2012 et 2014 : RAVAOHARISOA Lalatiana et Pierre ANDRIANATEAINA ;
 - Cours d'hydraulique Générale, 2010 : RANDRIANASOLO David ;
 - Cours Procédés Généraux de Construction, 2014 : RAJAONARY Veroniaina
- Livres et revues :
 - LCPC-SETRA, Manuel de conception des chaussées à faible trafic : Ministère des transports, juillet 1981, p 41-49 ;
 - LNTPB, Dimensionnement des chaussées neuves à Madagascar, Les chroniques du LNTPB, numéro spéciale « A », Antananarivo, 1973, p 49-57. 3
 - G. JEUFFROY, Conception et construction des chaussées tome I, Paris : Edition Eyrolles, 1970, p54-55. 4
 - PRATIQUES DU BAEL 91 MODIFIE 99 ;
 - EIES – Toliara –Manombo- AIC -2007, p110-113 ;
 - DSM/EPM, 2015, pg 215-218.



TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
SOMMAIRE	ii
LISTE DES TABLEAUX.....	iv
LISTE DES FIGURES	viii
LISTE DES ABREVIATIONS	x
LISTE DES NOTATIONS.....	xiii
INTRODUCTION.....	16
<i>Partie I - ETUDE PRELIMINAIRE</i>	17
CHAPITRE I : Description du projet.....	18
I.1. Contexte général	18
I.2. Localisation du projet	18
I.3. Les objectifs spécifiques et l'objectif global du projet	20
CHAPITRE II : Etudes socio-économiques de la zone d'influence	22
II.1. Zone d'influence directe	22
II.2. Zone d'influence indirecte	22
II.3. Démographie de la zone d'influence	22
II.3.1. Effectif de la population	22
II.3.2. Effectif projeté de la population	23
II.4. Les infrastructures sociales.....	24
II.5. Le Transport	25
II.6. Les activités économiques	26
II.6.1. L'agriculture	26
II.6.2. L'élevage	27
II.6.3. Le tourisme	29
Conclusion partielle.....	29
<i>Partie II - ETUDES TECHNIQUES.....</i>	31
CHAPITRE III : Description de la chaussée.....	32
III.1. Auscultation de la route existante	32
III.2. Les dégradations de la chaussée et des Ouvrages d'Art.....	34
III.2.1. Les ornières	34
III.2.1.1. Causes.....	34



III.2.1.2. Solutions.....	34
III.2.1.3. Evolution	35
III.2.2. Ensablement	35
III.2.2.1. Causes.....	35
III.2.2.2. Solution	35
III.2.2.3. Evolution	35
III.2.3. Broussailles et arbustes	36
III.2.3.1. Cause	36
III.2.3.2. Solutions.....	36
III.2.3.3. Evolution	36
III.2.4. Bourbier.....	36
III.2.4.1. Causes.....	37
III.2.4.2. Solutions.....	37
III.2.4.3. Evolution	37
III.2.5. Obstruction et fissuration d'ouvrages de drainage.....	37
III.2.5.1. Causes.....	38
III.2.5.2. Solutions.....	38
III.2.5.3. Evolution	38
III.2.6. Obstruction de fossés	38
III.2.6.1. Causes.....	38
III.2.6.2. Solutions.....	39
III.2.6.3. Evolution	39
III.3. Etat global de la chaussée.....	39
CHAPITRE IV : Etude topographique.....	40
IV.1. Relief	40
IV.2. Vitesse de base	40
IV.3. Vitesse de référence	41
IV.4. Surlargeur.....	42
IV.5. Le profil en travers	43
IV.5.1. Nombre de voies	44
IV.5.2. Largeur de la chaussée	44
IV.5.3. Accotements.....	44
IV.5.4. Pente transversale de la chaussée	44



IV.5.5. Pente transversale des accotements.....	44
IV.5.6. Le type de profil en travers	45
IV.5.6.1. Zone rurale	45
IV.5.6.2. Zone urbaine	46
IV.6. Le tracé en plan	47
IV.7. Le profil en long.....	47
IV.8. Les signalisations routières	48
IV.8.1. Les panneaux de signalisation.....	48
IV.8.2. Les balises de sécurité.....	48
CHAPITRE V : Etudes géotechniques.....	50
V.1. Généralités sur le sol de la zone d'influence	50
V.2. Les critères géotechniques de spécifications des matériaux	51
V.2.1. Essais sur les granulats	51
V.2.1.1. Granulométrie par tamisage : NF P 94-056.....	52
V.2.1.2. Limites d'Atterberg : NF P 94-051	52
V.2.1.3. Essais Proctor modifié : NF P 94-093	52
V.2.1.4. Essais de portance CBR : NF P 94-078.....	53
V.2.1.5. Essais de dureté Los Angeles : NF P 18-573	53
V.2.1.6. Essais d'usure Micro Deval humide : NF P 18-572	53
V.2.1.7. Coefficient d'aplatissement : NF P 18-561	53
V.2.2. Essais sur les liants hydrocarbonés	54
V.2.2.1. Pénétérabilité à l'aiguille : EN 1426	54
V.2.2.2. Point de ramollissement Bille et Anneau : EN 1427.....	54
V.2.2.3. Densité relative : NF T 66-007	54
V.2.2.4. Résistance au durcissement RTFOT (Rolling Thin Film Over Test) : EN 12607-1.....	54
V.2.2.5. Point éclair : EN 22592	55
V.2.2.6. Teneur en eau : NF T 66-023	55
V.2.2.7. Indice de rupture : NF T 66-017.....	55
V.2.2.8. Le pseudo viscosité : NF T 66-016	55
V.3. Les matériaux et leurs spécifications.....	55
V.3.1. Remblais	55
V.3.2. Couche de forme	56



V.3.3. Couche de fondation.....	56
V.3.4. La couche d'accrochage	57
V.3.5. Couche de base.....	58
V.3.6. La couche d'imprégnation	61
V.3.7. Couche de revêtement	62
V.3.7.1. Les granulats.....	63
V.3.7.2. Le bitume pur	63
V.4. La plate-forme de la chaussée	64
V.5. Les gisements meubles et rocheux	65
V.5.1. Les gites et emprunts	65
V.5.1.1. La propreté	66
V.5.1.2. L'argilosité	66
V.5.1.3. Le gonflement linéaire.....	67
V.5.1.4. L'indice CBR	67
V.5.2. Les carrières	67
CHAPITRE VI : Etude du trafic	69
VI.1. Moyenne Journalière Annuelle des poids lourds (MJA)	69
VI.2. Classe du trafic	69
VI.3. Le trafic cumulé (N).....	70
VI.4. Le trafic cumulé corrigé (N')	70
VI.5. Le nombre d'essieu standard (NE).....	71
CHAPITRE VII : Dimensionnement de la chaussée	73
VII.1. Méthode LCPC	73
VII.1.1. Caractéristiques du trafic	73
VII.1.2. Classe de la plateforme support.....	73
VII.1.3. Nature et épaisseur de chaque couche	75
VII.1.3.1. La couche de roulement.....	75
VII.1.3.2. La couche de base	75
VII.1.3.3. La couche de fondation.....	76
VII.1.3.4. La couche de forme	78
VII.1.4. Structure dimensionnée par la méthode LCPC.....	78
VII.1.5. Vérification des contraintes et déformations (modèle de calcul : Zone 1)	79
VII.1.5.1. Les déformations admissibles.....	79



VII.1.5.2. Les déformations réelles existantes	81
VII.1.5.3. Comparaison et vérification des résultats	83
VII.2. Méthode LNTPB	84
VII.2.1. L'épaisseur équivalente	84
VII.2.1.1. Classe du sol de la plateforme	84
VII.2.1.2. Nature et répartition du trafic	84
VII.2.2. Les épaisseurs réelles de chaque couche	85
VII.2.3. Les coefficients d'équivalence et la nature des matériaux de la structure.....	86
VII.2.4. Les épaisseurs minimales	87
VII.2.5. Structure dimensionnée par la méthode LNTPB	88
VII.2.6. Vérifications des contraintes (modèle de calcul : Zone 1)	88
VII.2.6.1. Les contraintes admissibles	89
VII.2.6.2. Les contraintes réelles existantes (σ_z et σ_r).....	89
VII.2.6.3. Comparaisons et vérification des contraintes	92
VII.3. Choix de la variante retenue	93
VII.3.1. Le coût des travaux	93
VII.3.2. La technologie de mise en œuvre	94
VII.3.3. La pérennité de la construction.....	94
VII.3.4. Le confort et la sécurité des usagers	94
VII.3.5. Résultats du choix multicritère	94
VII.3.6. La variante retenue	95
CHAPITRE VIII : Etudes hydrologique et hydraulique	96
VIII.1. Etude hydrologique	96
VIII.1.1. Climatologie de la zone d'influence.....	96
VIII.1.2. La pluviométrie de la zone d'influence	96
VIII.1.3. L'étude des crues.....	97
VIII.1.3.1. La Loi de GUMBEL.....	98
VIII.1.3.2. Les hauteurs de pluies maximales journalières à diverse fréquences	99
VIII.1.3.3. Test de validité de l'ajustement de GUMBEL	100
VIII.1.3.4. Intervalle de confiance	102
VIII.1.3.5. Les valeurs réelles des hauteurs de pluies maximales journalières.....	103
VIII.2. Etude hydraulique.....	103
IX.2.1. Etude des bassins versant	103



IX.2.1.1. Les caractéristiques des bassins versant (BV)	104
IX.2.1.2. Débit de crues découlant des BV	108
IX.2.1.2. Proposition de drainage transversal	112
CHAPITRE IX : Etude des ouvrages d'art	116
IX.1. Les ouvrages d'assainissement	116
IX.1.1. Les fossés latéraux	116
IX.1.2. Dimensionnement	116
IX.1.2.1. Méthodologie de dimensionnement	117
IX.1.2.2. Les ouvrages de décharge	120
IX.1.2.2. Application de dimensionnement des fossés	120
IX.2. Les ouvrages de décharges.....	122
X.2.1. Les dalots.....	122
X.2.1.1. Dimensionnement hydraulique.....	122
X.2.1.2. Résultats de calcul pour tous les dalots	126
X.2.1.3. Dimensionnement mécanique	128
X.2.2. Radiers submersibles alvéolés $4 \times (2,00 \times 1,20)$	160
IX.2.2.1. Description de l'ouvrage	160
IX.2.2.2. Dimensionnement mécanique	160
Conclusion partielle.....	172
<i>Partie III - ETUDE FINANCIERE ET DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX.....</i>	173
CHAPITRE X : Devis descriptif.....	174
CHAPITRE XI : Devis quantitatif	187
CHAPITRE XII : Devis estimatif	189
XII.1. Coefficient de déboursé sec K_1	189
XII.2. Prix de vente unitaire	190
XII.3. Sous détails de prix	191
XII.3.1. Sous détails de prix pour Béton Q350	191
XII.3.2. Sous détails de prix pour Acier d'armature de béton	193
CHAPITRE XIII : Détails Quantitatif Estimatif (DQE)	194
CHAPITRE XIV : Coût d'entretien de la chaussée	197
XIV.1. L'Entretien courant	197
XIV.2. L'Entretien périodique	198
CHAPITRE XV : Etude de rentabilité	199



XV.1. Les avantages sur les coûts d'exploitation	199
XV.1.1. Hypothèses de coûts d'exploitation fixes	199
XV.1.1.1. Les assurances	199
XV.1.1.2. Les taxes professionnelles et vignettes.....	200
XV.1.1.3. La rémunération du personnel de conduite	200
XV.1.1.4. La main d'œuvre de réparations	200
XV.1.1.5. Les coûts d'exploitation fixes.....	201
XV.1.2. Hypothèses de coûts d'exploitation proportionnels	201
XV.1.2.1. La consommation en carburant [L/100 km]	202
XV.1.2.2. La consommation en lubrifiant.....	202
XV.1.2.3. La durée de vie des pneumatiques.....	202
XV.1.2.4. L'amortissement	203
XV.1.2.5. La distance parcourue annuellement	203
XV.1.2.6. La longueur de la route	203
XV.1.2.7. Les réparations matérielles	203
XV.1.2.8. Hypothèses sur les prix unitaires	204
XV.1.2.9. Les coûts d'exploitation proportionnels évalués	204
XV.1.3. Les avantages de l'Aménagement	205
XV.2. Les paramètres économiques de rentabilité.....	206
XV.2.1. Valeur Actuelle Nette	206
XV.2.2. Taux de Rentabilité Interne	207
XV.2.3. Délai de Récupération du Capital investi	208
CHAPITRE XVI : Etude des impacts environnementaux	209
XVI.1. Notion d'environnement	209
XVI.2. Les principaux objectifs de l'étude	209
XVI.3. Mise en contexte et présentation du projet.....	210
XVI.4. Description du projet.....	210
XVI.4.1. Les composantes du projet et ses infrastructures techniques	210
XVI.4.2. Les ressources utilisées	211
XVI.4.3. Les modes d'exploitation et de traitement	211
XVI.4.4. Les pollutions et nuisances potentielles directement causées par le projet.....	211
XVI.5. Description du milieu récepteur	212
XVI.5.1. Délimitation de la zone d'étude	212



XVI.5.2. Description des composantes du milieu récepteur les plus pertinentes	212
XVI.5.2.1. La flore	212
XVI.5.2.2. La faune.....	212
XVI.6. Analyse des variantes du projet.....	213
XVI.7. Analyse des impacts	214
XVI.7.1. Identification des impacts potentiels	214
XVI.7.1.1. Phase préparatoire	214
XVI.7.1.2. Phase d'exécution.....	214
XVI.7.1.3. Phase d'exploitation	217
XVI.7.2. Evaluation de l'importance des impacts	217
XVI.7.2.1. Phase préparatoire	219
XVI.7.2.2. Phase d'exécution.....	220
XVI.7.2.3. Phase d'exploitation	221
XVI.7.3. Les enjeux	221
XVI.7.4. Atténuation des impacts	222
XVI.7.5. Analyse des risques et dangers.....	225
XVI.7.5.1. Analyse des risques d'accident technologique	226
XVI.7.5.2. Mesures de sécurité et plan d'urgence	226
XVI.7.6. Synthèse du projet retenu	227
XVI.7.7. Plan de gestion environnementale du projet (PGEP).....	227
XVI.7.7.1. Phase d'installation de chantier.....	228
XVI.7.7.2. Pendant la réalisation des travaux	230
XVI.7.7.3. Avant la réception technique des travaux	231
Conclusion partielle.....	231
CONCLUSION GENERALE	232
BIBLIOGRAPHIE	233
TABLE DES MATIERES	234
ANNEXES	243
Annexe 1 : Les abaques de dimensionnement	a
Annexe 2 : Extraits de profils en travers du tracé	j
Annexe 3 : Extraits de profil en long du tracé.....	p
Annexe 4 : Extraits de tracé en plan.....	r
Annexe 5 : Dalot type 2,00×1,00	v



Annexe 6 : Radier alvéolé type 4× (2,00×1,20)	aa
Annexe 7 : Extraits de signaux routiers utilisés	ee

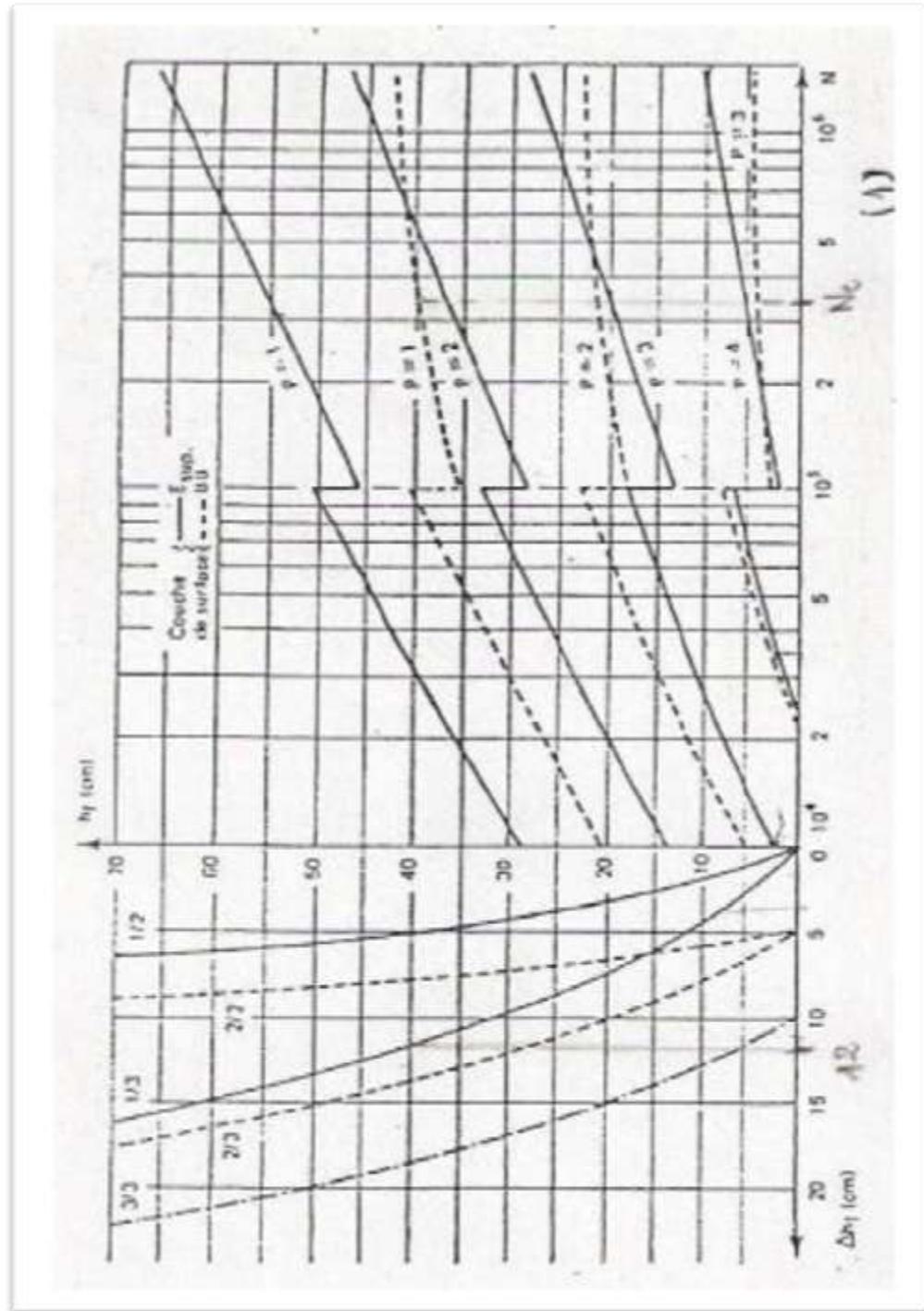
**ANNEXES**

La liste des Annexes est la suivante :

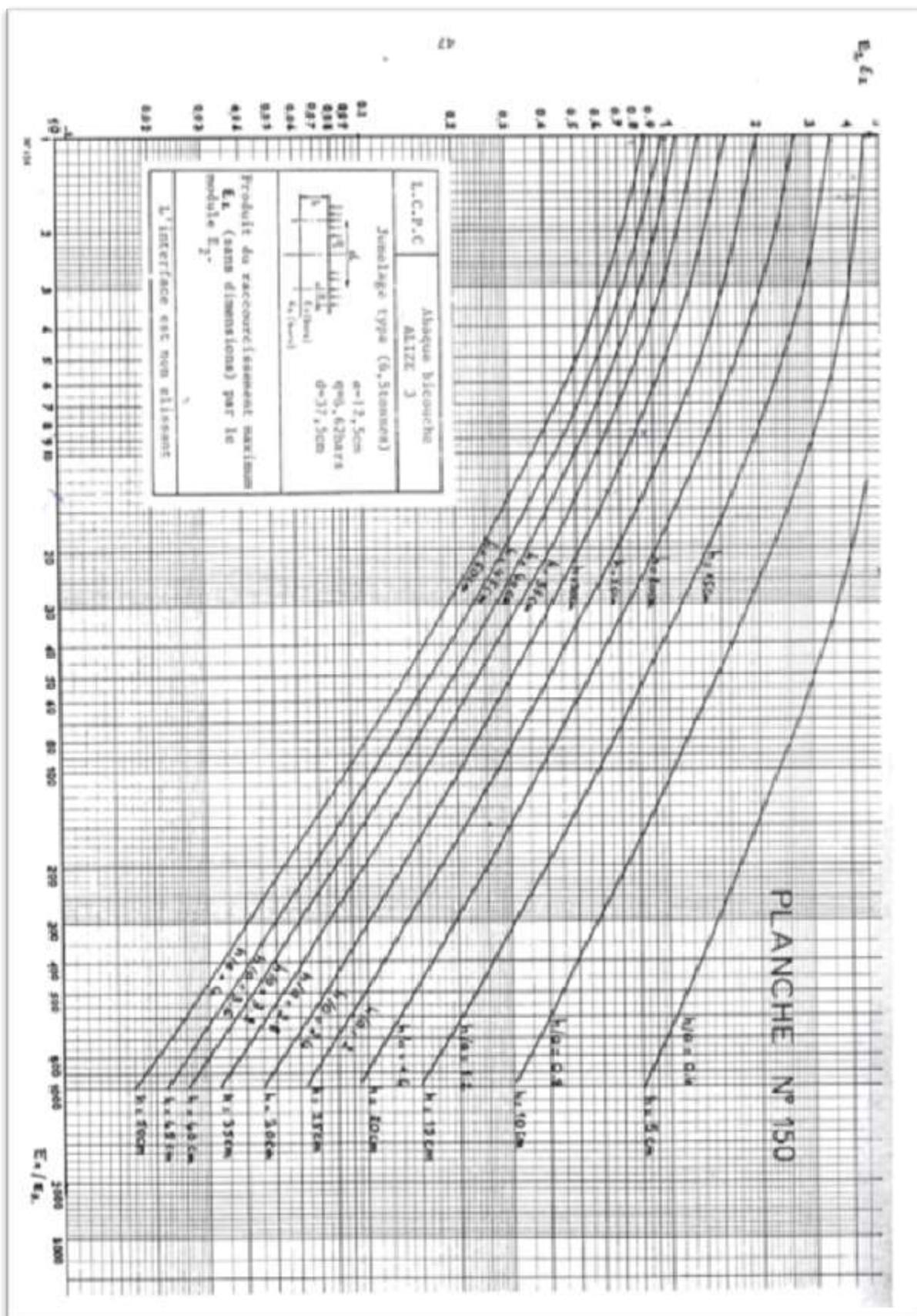
Annexe 1 : Les abaques de dimensionnement.....	a
Annexe 2 : Extraits de profils en travers du tracé.....	j
Annexe 3 : Extraits de profil en long.....	p
Annexe 4 : Extraits du tracé en plan.....	r
Annexe 5 : Schéma d'itinéraire.....	v
Annexe 6 : Dalot type 2,00×1,00.....	x
Annexe 7 : Radier alvéolé type 4×(2,00×1,20).....	aa
Annexe 8 : Extraits de signaux routiers utilisés.....	ee

Annexe 1 : Les abaques de dimensionnement

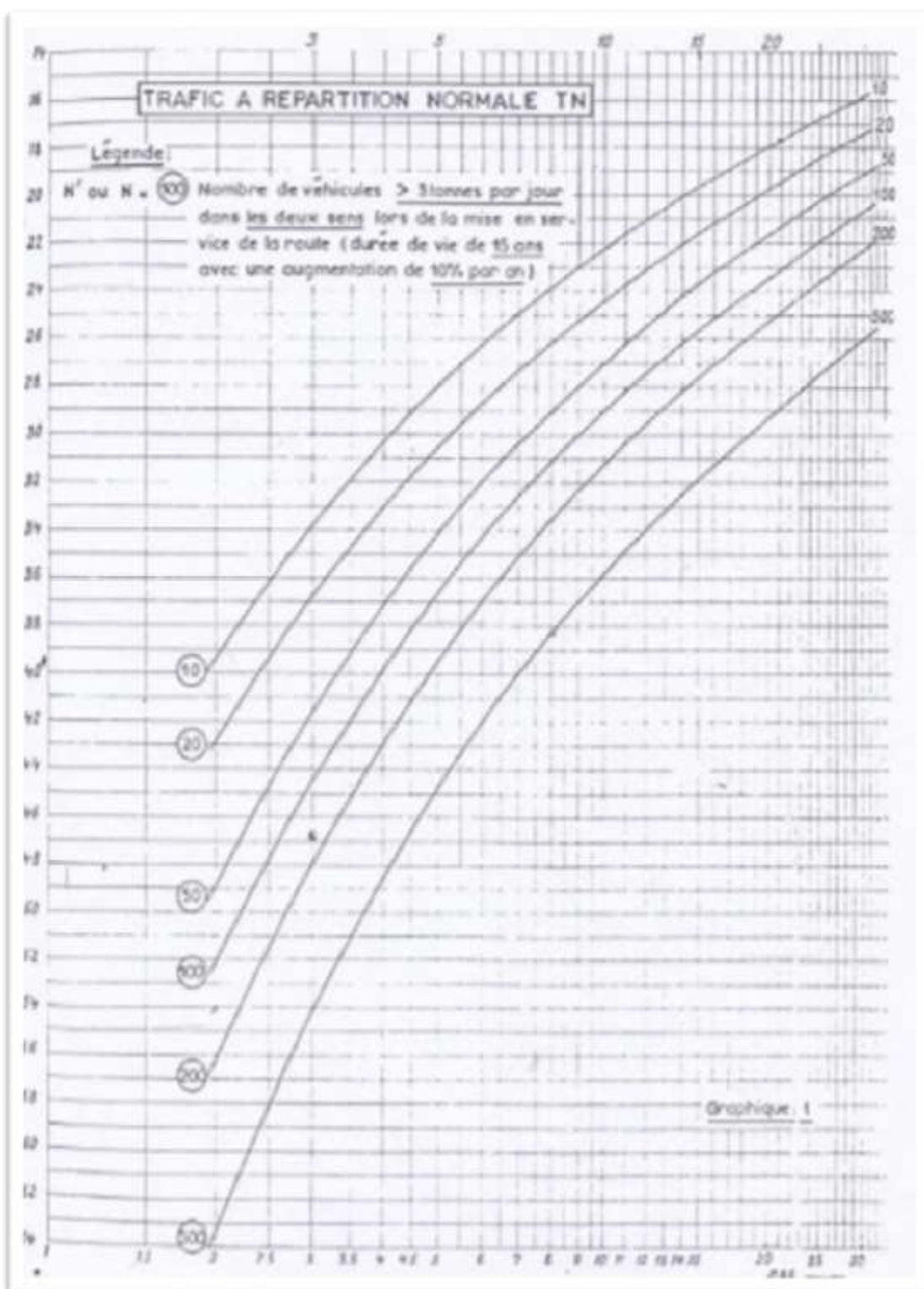
Annexe 1-1 : Aboque de dimensionnement de la CF pour la méthode LCPC



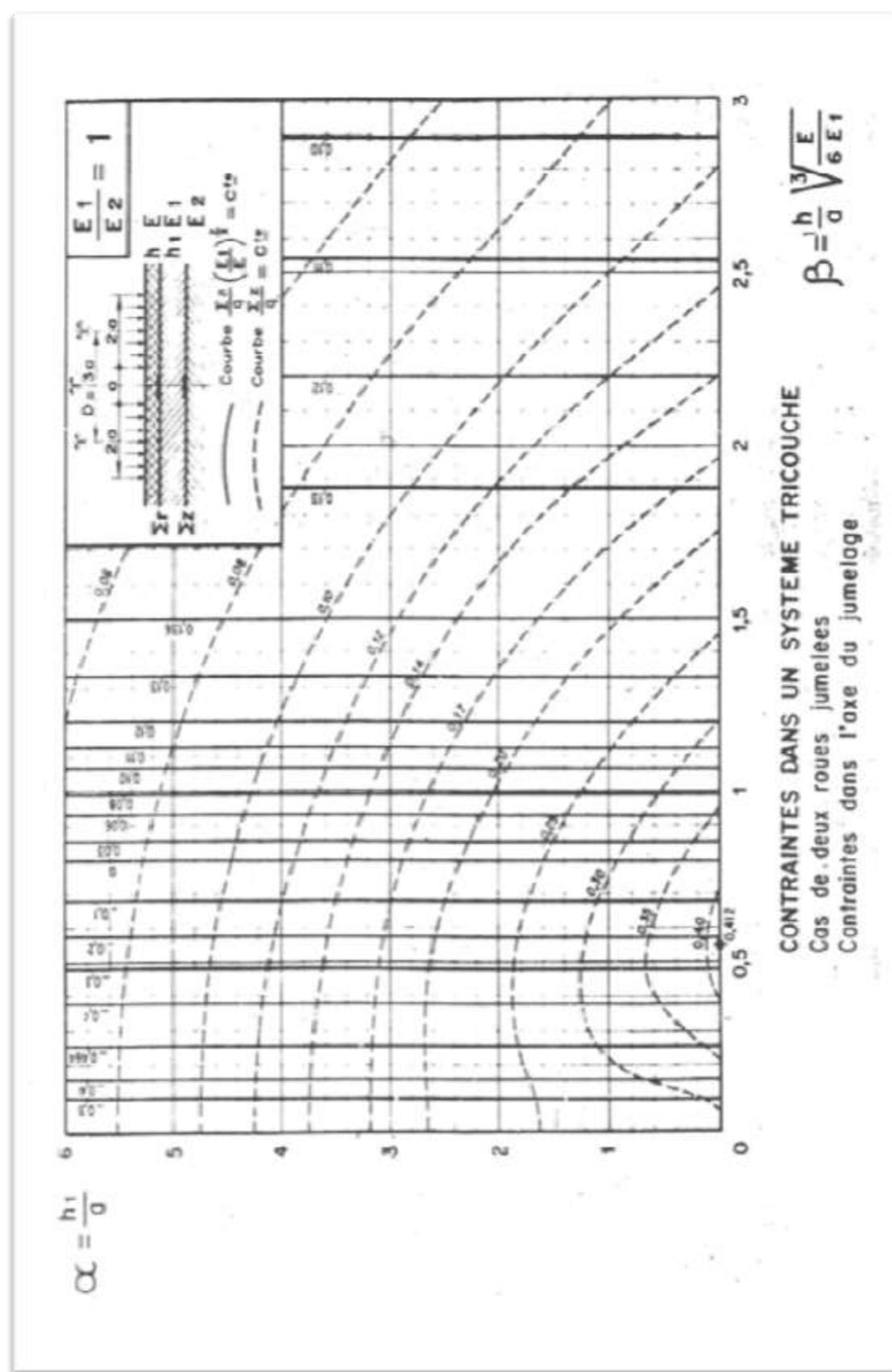
Annexe 1-3 : Abaque de déformations de système à interface non glissant – Planche 150

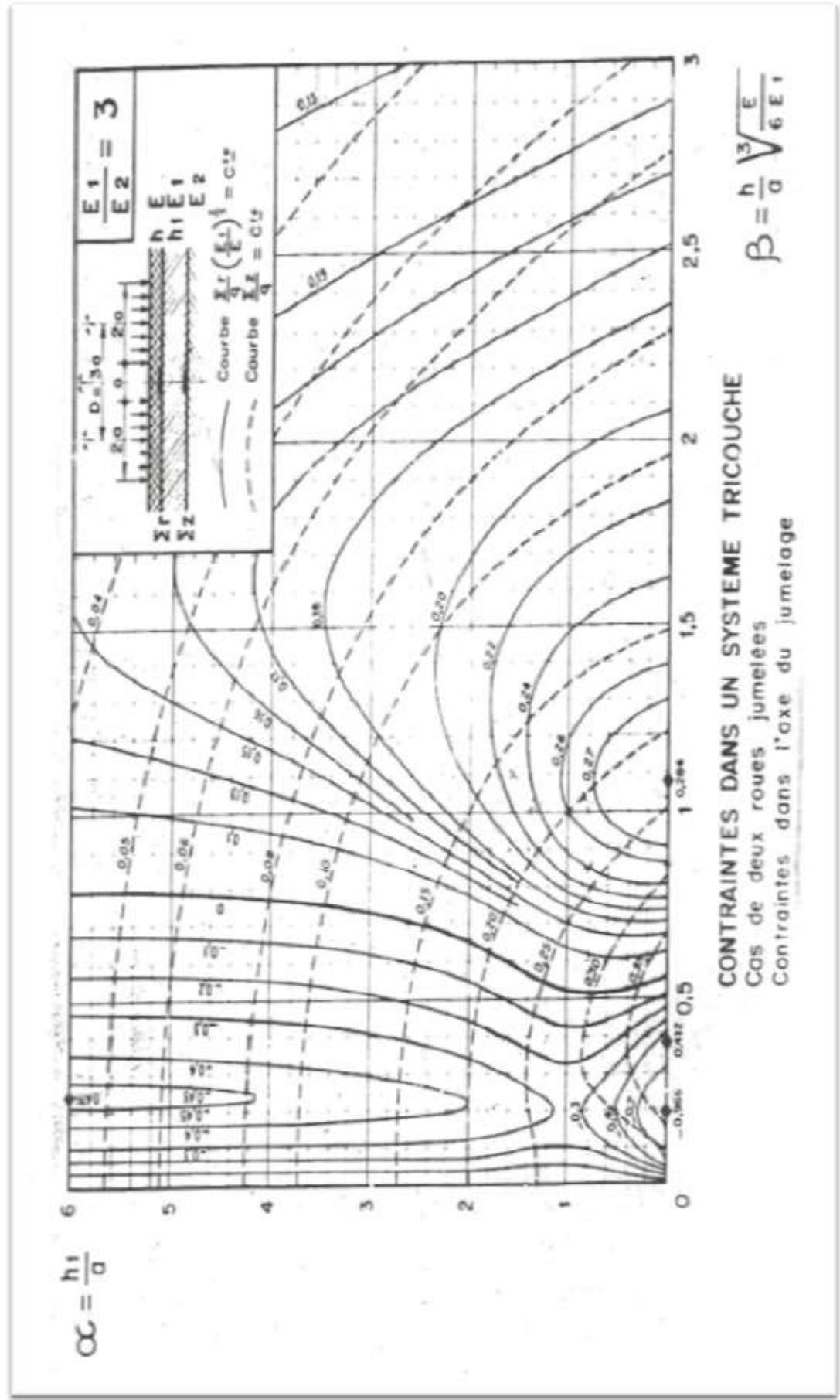


Annexe 1-4 : Abaque « TN » de dimensionnement des chaussées par la méthode LNTPB



Annexe 1-5 : Abaque de Jeuffroy-Bachelez

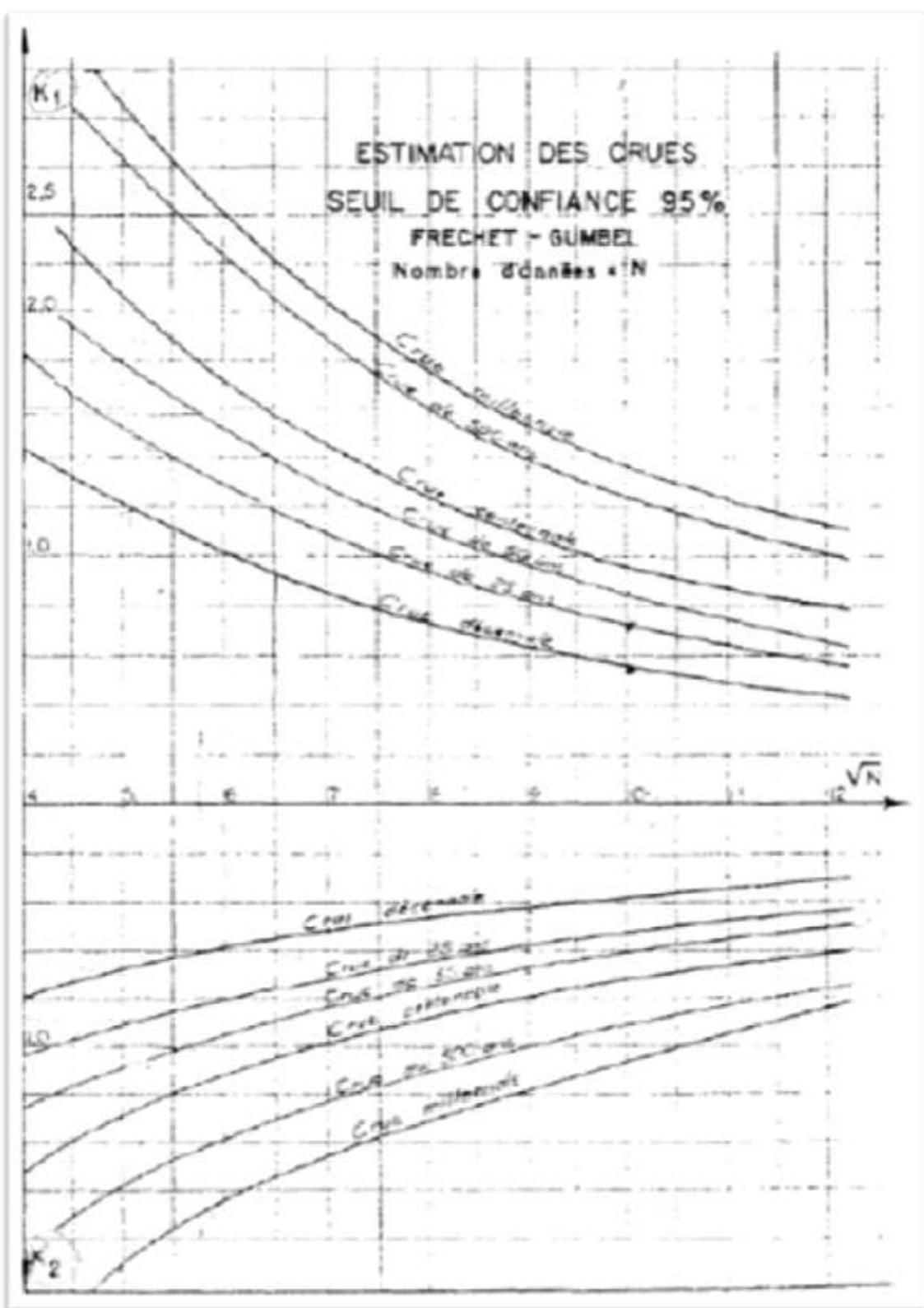




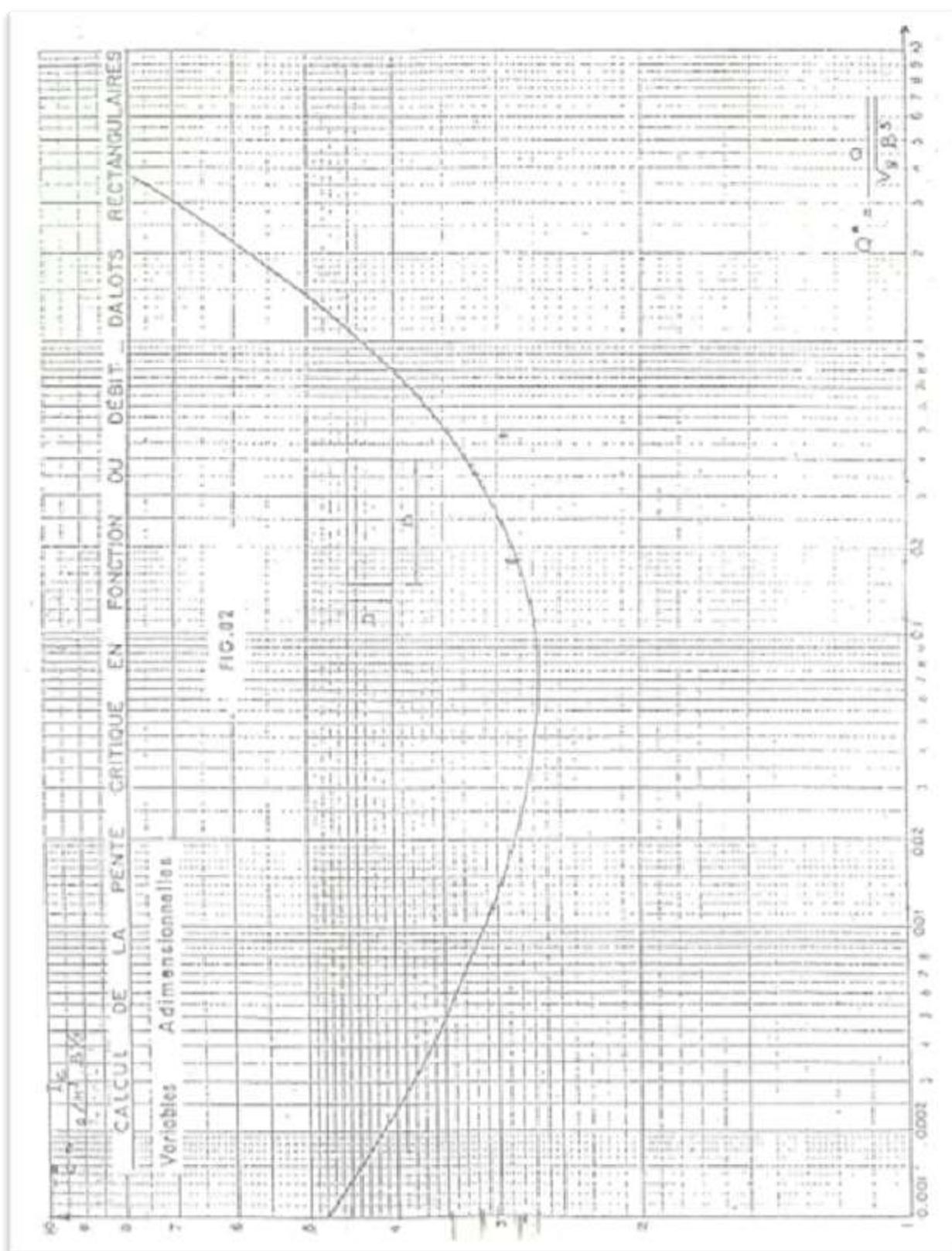
Annexe 1-6 : Table χ^2 de PEARSON

ρ	0.9995	0.999	0.995	0.990	0.975	0.95	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005	0.001	0.0005
1	0.07903	0.07157	0.07393	0.07157	0.07982	0.07993	0.07950	0.07992	0.07993	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992	0.07992
2	0.07100	0.07200	0.07100	0.07200	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201	0.07201
3	0.07153	0.07243	0.07153	0.07243	0.0717	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715	0.0715
4	0.07639	0.07908	0.07639	0.07908	0.07717	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115	0.07115
5	0.358	0.210	0.412	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354	0.354
6	0.299	0.381	0.676	0.872	1.24	1.64	2.20	3.07	3.80	4.57	5.35	6.21	7.23	8.56	10.6	12.6	14.4	16.8	18.5	22.5	24.4
7	0.485	0.598	0.989	1.24	1.65	2.17	2.83	3.49	4.59	5.53	6.42	7.34	8.35	9.52	11.0	13.4	15.5	17.5	20.1	22.0	26.1
8	0.710	0.857	1.34	1.65	2.18	2.71	3.30	4.17	5.38	6.39	7.36	8.34	9.41	10.7	12.2	14.7	16.9	19.0	21.7	23.6	27.9
9	0.972	1.15	1.73	2.09	2.70	3.30	4.17	5.38	6.39	7.36	8.34	9.41	10.7	12.2	14.7	16.9	19.0	21.7	23.6	27.9	29.7
10	3.26	1.48	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	6.18	7.27	8.30	9.34	10.5	11.8	13.4	16.0	18.3	20.5	23.2	25.2	29.6	31.4
11	1.59	1.63	2.60	3.05	3.62	4.57	5.58	6.99	8.15	9.34	10.3	11.5	12.9	14.6	17.3	19.7	21.9	24.7	26.8	33.3	33.1
12	1.93	2.21	3.07	3.57	4.40	5.21	6.30	7.81	9.03	10.2	11.3	12.6	14.0	15.8	18.5	21.0	23.3	26.2	30.3	32.9	34.8
13	2.31	2.62	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	8.63	9.93	11.1	12.3	13.6	15.1	17.0	19.8	22.4	24.7	27.7	29.6	34.5	36.5
14	2.70	3.04	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	9.47	10.8	12.1	13.3	14.7	16.2	18.7	21.1	23.7	26.1	29.1	31.3	36.1	38.1
15	3.11	3.48	4.60	5.23	6.26	7.26	8.35	10.3	11.7	13.0	14.3	15.7	17.3	19.3	22.3	25.0	27.5	30.6	32.8	37.7	39.7
16	3.54	3.94	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	11.2	12.6	14.0	15.3	16.8	18.4	20.5	23.5	26.3	28.8	32.0	34.3	39.3	41.3
17	3.98	4.42	5.20	6.41	7.56	8.67	10.1	12.0	13.5	14.9	16.3	17.8	19.5	21.6	24.8	27.6	30.2	33.4	35.7	40.8	42.9
18	4.44	4.90	6.26	7.01	8.23	9.39	10.9	12.9	14.4	15.9	17.3	18.9	20.6	22.8	26.0	28.9	31.5	34.8	37.2	42.3	44.4
19	4.91	5.41	6.64	7.63	8.91	10.1	11.2	13.7	15.4	16.9	18.3	19.9	21.7	23.9	27.2	30.1	32.9	36.2	38.6	43.8	46.9
20	5.40	5.92	7.43	8.26	9.39	10.9	12.4	14.6	16.3	17.8	19.3	21.0	22.8	25.0	28.4	31.4	34.2	37.6	40.0	45.3	47.5
21	5.90	6.45	8.03	8.90	10.3	11.6	13.2	15.4	17.2	18.8	20.3	22.0	23.9	26.2	29.6	32.7	35.5	38.9	41.4	46.8	49.0
22	6.40	6.98	8.64	9.54	11.0	12.3	14.0	16.3	18.1	19.7	21.3	23.0	24.9	27.5	30.8	33.9	36.8	40.3	42.8	48.3	50.5
23	6.92	7.53	9.26	10.2	11.5	13.1	14.8	17.2	19.0	20.7	22.3	24.1	26.0	28.4	32.0	35.2	38.1	41.6	44.2	49.7	52.9
24	7.45	8.08	9.89	10.9	12.4	13.8	15.7	18.1	19.9	21.7	23.3	25.1	27.1	29.6	33.2	36.4	39.4	43.0	45.6	51.2	53.5
25	7.99	8.65	10.5	11.5	13.1	14.6	16.5	18.9	20.9	22.6	24.3	26.1	28.2	30.7	34.4	37.7	40.6	44.3	46.9	52.6	54.9
26	8.54	9.22	11.2	12.2	13.6	15.4	17.3	19.8	21.8	23.6	25.3	27.2	29.2	31.6	35.6	38.9	41.9	45.6	48.3	54.1	56.4
27	9.09	9.80	11.8	12.9	14.6	16.2	18.1	20.7	22.7	24.5	26.3	28.2	30.3	32.9	36.7	40.1	43.2	47.0	49.6	53.5	57.9
28	9.66	10.4	12.5	13.6	15.3	16.9	18.9	21.6	23.6	25.5	27.3	29.2	31.4	34.0	37.9	41.3	44.5	48.3	51.0	56.9	59.3
29	10.2	11.0	13.1	14.3	16.0	17.2	19.8	22.5	24.6	26.5	28.3	30.3	32.5	35.1	39.1	42.6	45.7	49.6	52.3	58.3	60.7
30	10.8	11.6	13.8	15.0	16.8	18.5	20.6	23.4	25.5	27.4	29.3	31.3	33.5	36.3	40.3	43.8	47.0	50.9	53.7	59.7	62.3

Annexe 1-7 : Abaque d'estimation des crues de FRECHET-GUMBEL



Annexe 1-8 : Abaque de calcul de la pente dans un dalot



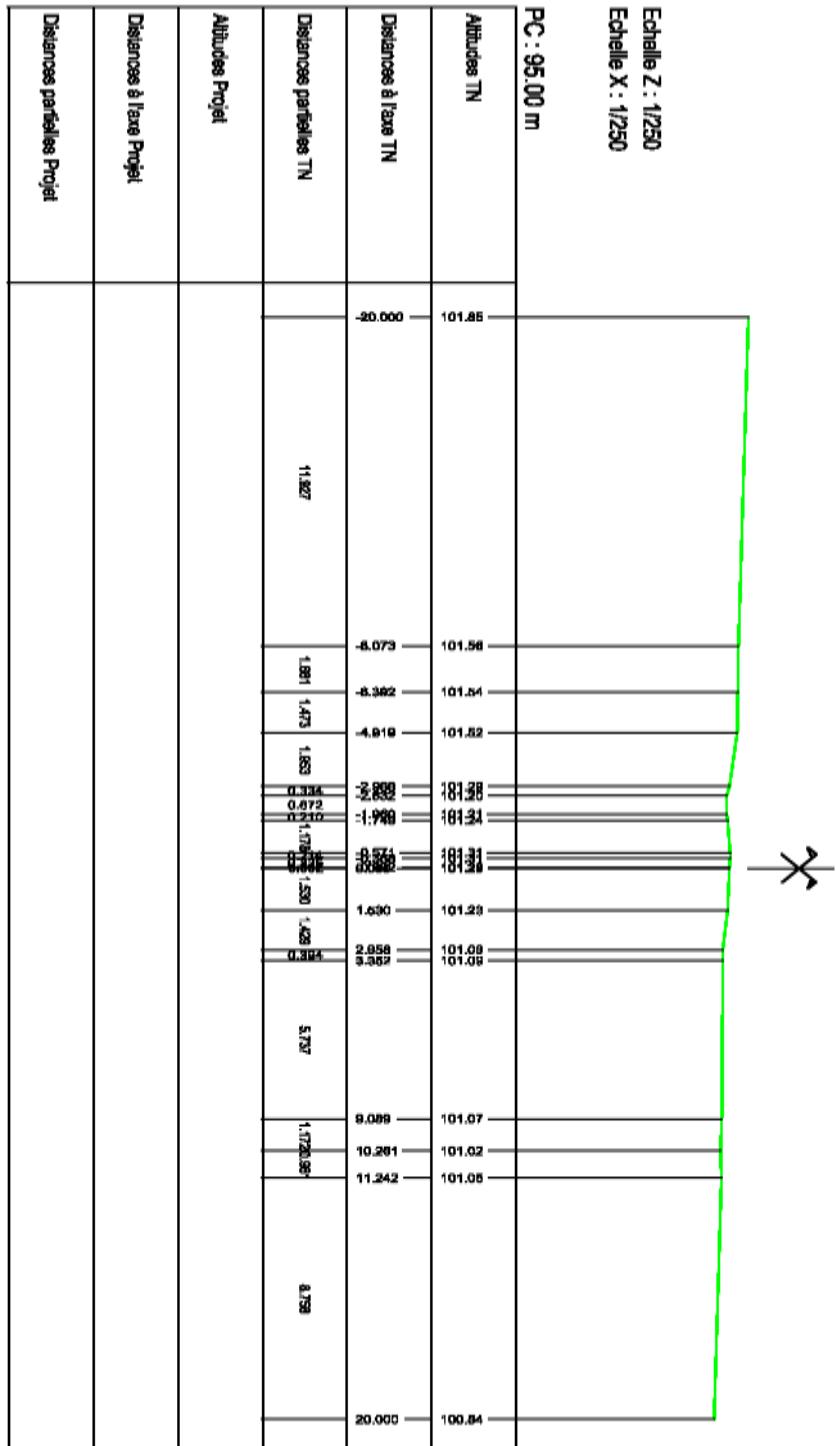
Annexe 1-9 : Les sections d'armatures

SECTIONS D'ARMATURES							
Ø	Section	2*Ø	3*Ø	4*Ø	5*Ø	6*Ø	7*Ø
0,6	0,28274334	0,56548668	0,84823002	1,13097336	1,41371669	1,69646003	1,97920337
0,8	0,50265482	1,00530965	1,50796447	2,0106193	2,51327412	3,01592895	3,51858377
1	0,78539816	1,57079633	2,35619449	3,14159265	3,92699082	4,71238898	5,49778714
1,2	1,13097336	2,26194671	3,39292007	4,52389342	5,65486678	6,78584013	7,91681349
1,4	1,5393804	3,0787608	4,6181412	6,1575216	7,696902	9,2362824	10,7756628
1,6	2,0106193	4,0212386	6,03185789	8,04247719	10,0530965	12,0637158	14,0743351
2	3,14159265	6,28318531	9,42477796	12,5663706	15,7079633	18,8495559	21,9911486
2,5	4,90873852	9,81747704	14,7262156	19,6349541	24,5436926	29,4524311	34,3611696

SECTIONS D'ARMATURES						
Ø	Section	8*Ø	9*Ø	10*Ø	11*Ø	12*Ø
0,6	0,28274334	2,26194671	2,54469005	2,82743339	3,11017673	3,39292007
0,8	0,50265482	4,0212386	4,52389342	5,02654825	5,52920307	6,03185789
1	0,78539816	6,28318531	7,06858347	7,85398163	8,6393798	9,42477796
1,2	1,13097336	9,04778684	10,1787602	11,3097336	12,4407069	13,5716803
1,4	1,5393804	12,3150432	13,8544236	15,393804	16,9331844	18,4725648
1,6	2,0106193	16,0849544	18,0955737	20,106193	22,1168123	24,1274316
2	3,14159265	25,1327412	28,2743339	31,4159265	34,5575192	37,6991118
2,5	4,90873852	39,2699082	44,1786467	49,0873852	53,9961237	58,9048623

Annexe 2 : Extraits de profils en travers du tracé

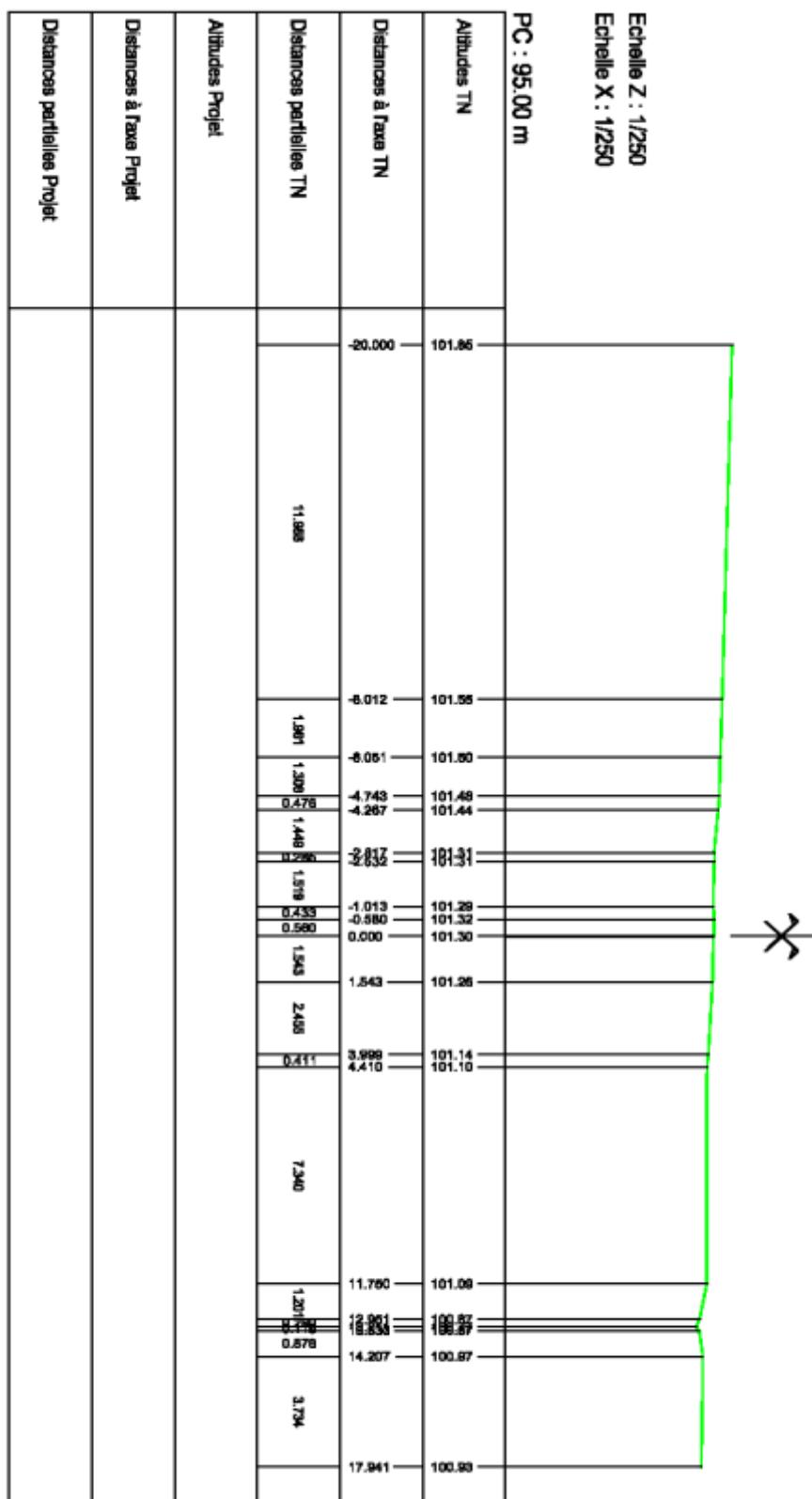
Annexe 2-1 : Profil en travers PK 223+580



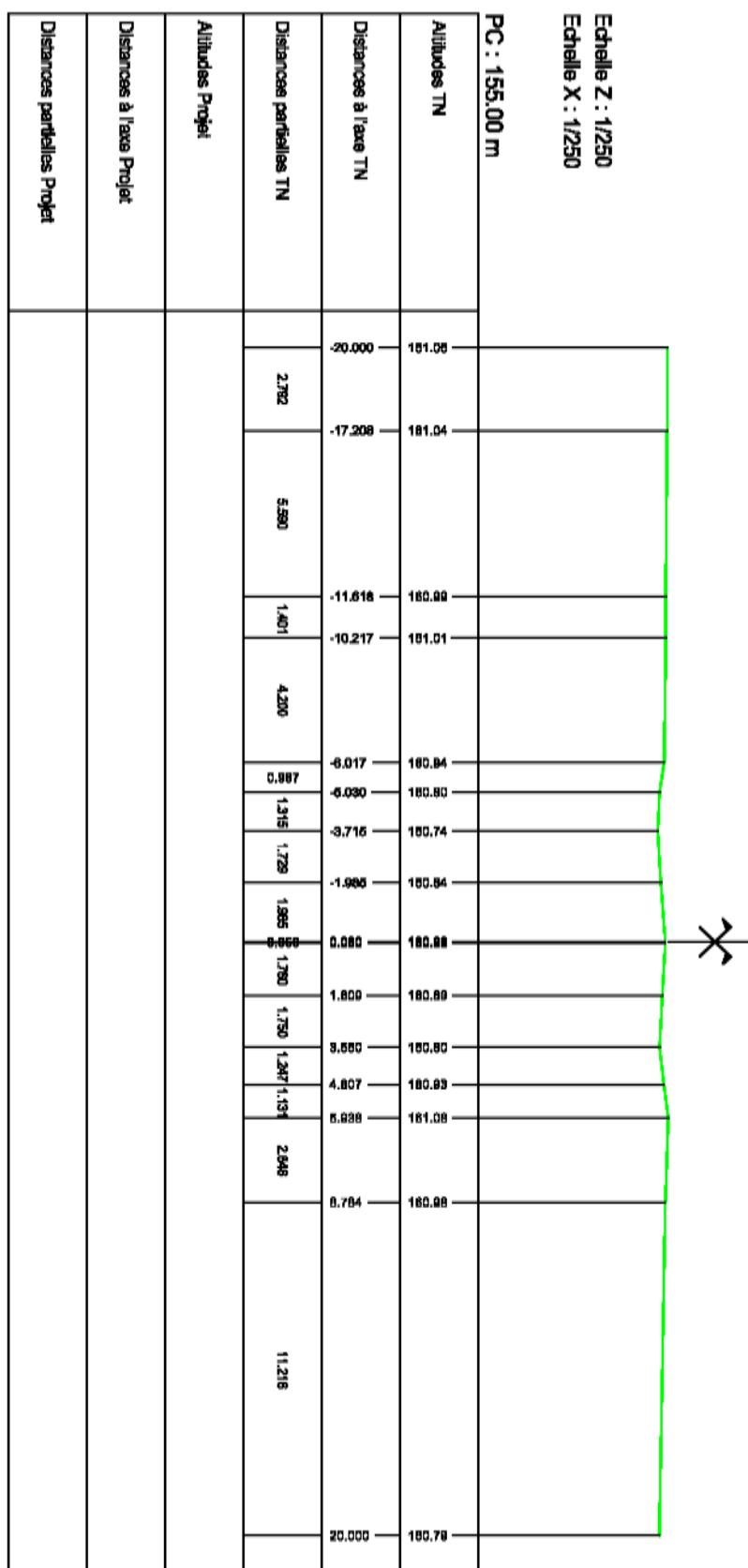
Annexe 2-2 : Profil en travers PK 223+600

Echelle Z : 1/250
Echelle X : 1/250

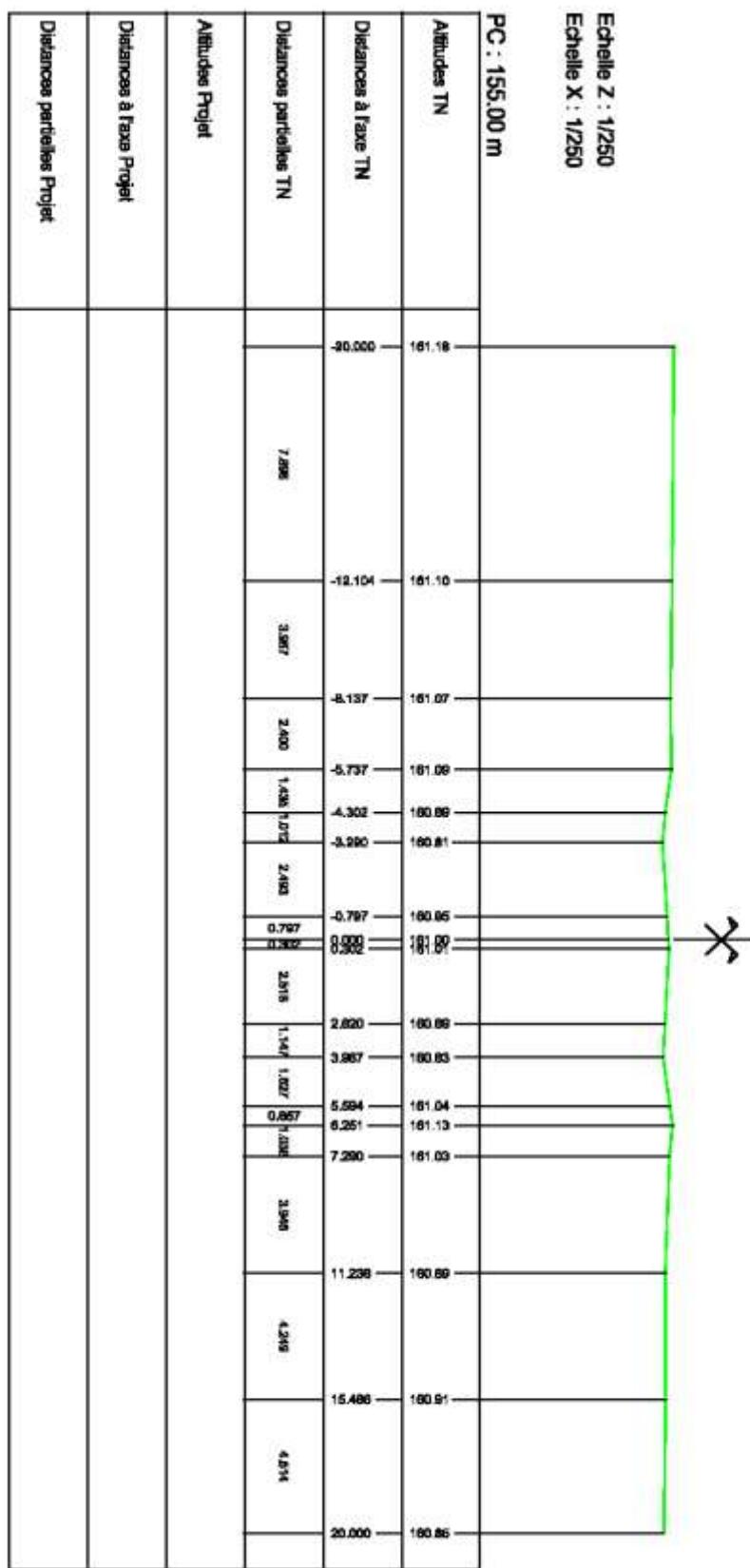
PC : 95.00 m



Annexe 2-3 : Profil en travers PK 233+000

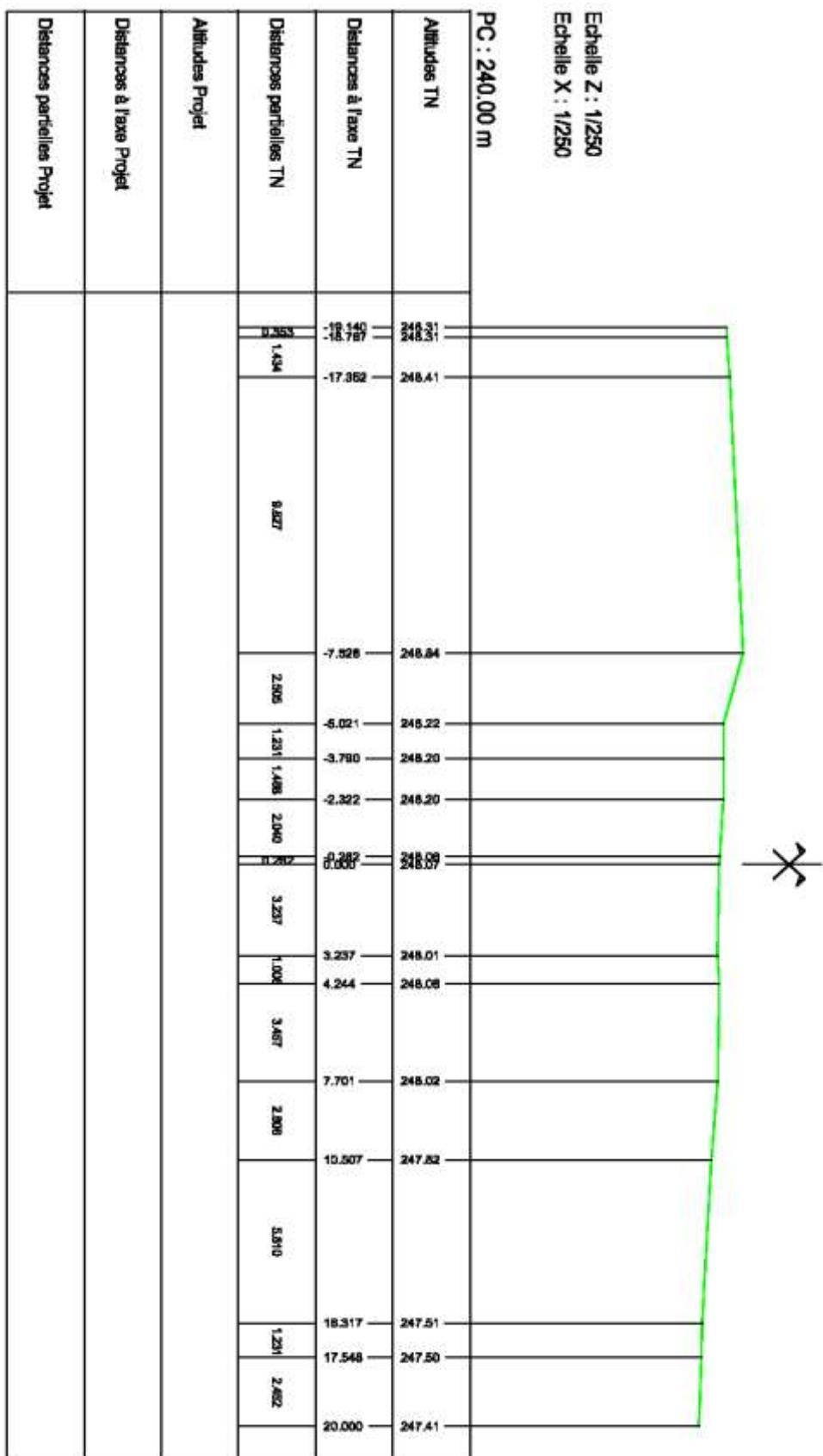


Annexe 2-4: Profil en travers PK 233+020



m

Annexe 2-5: Profil en travers PK 250+200



Annexe 2-6 : Profil en travers PK 250+220

Echelle Z : 1/250
Echelle X : 1/250

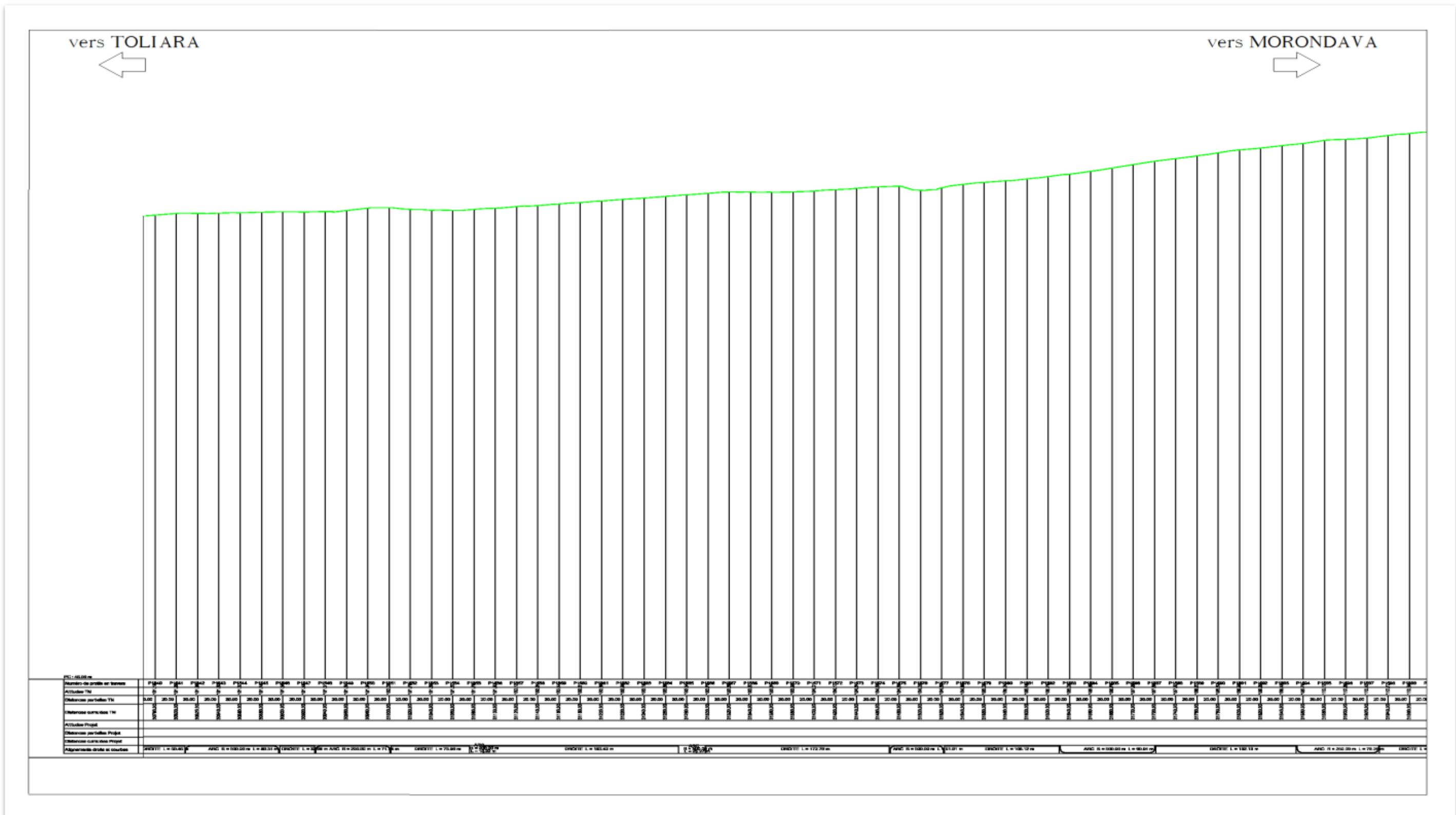
PC : 240.00 m

Altitudes TN			
	-20.000	240.20	
	-11.800	240.35	
	-7.831	240.63	
	-1.903	240.19	
Altitudes Proj	0.822	-0.982	247.95
	0.739	1.242	247.93
	0.242	0.000	247.93
	2.136	2.136	247.74
Altitudes Proj	6.466	6.466	247.61
	7.856	7.856	247.59
Distances à l'axe Proj	13.627	13.627	247.46
Distances partielles Proj	16.729	16.729	247.36
Distances partielles Proj	4.271	4.271	
	20.000	20.000	247.25

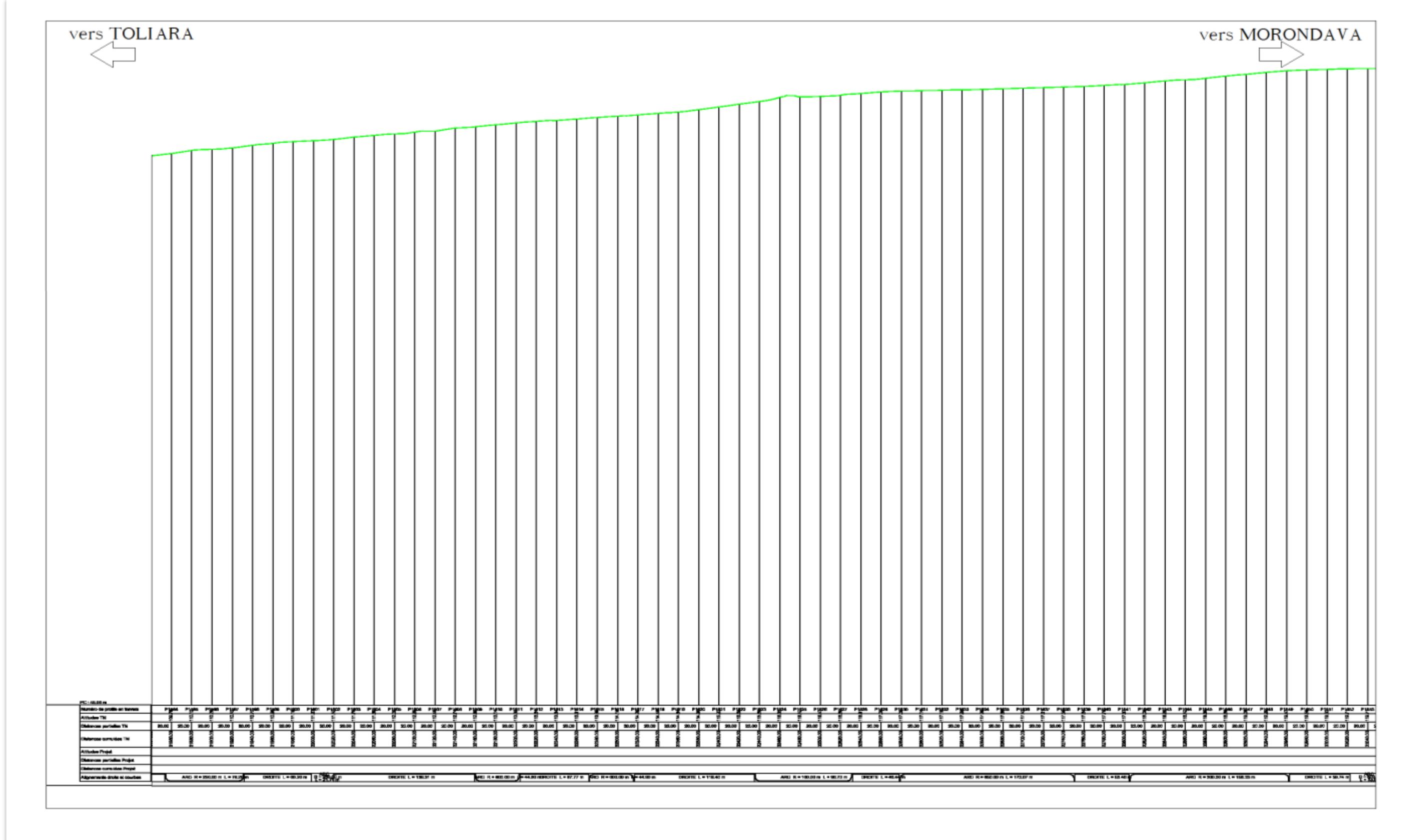


Annexe 3 : Extraits de profil en long du tracé

Annexe 3-1 : Profil en long du PK 223+573 au PK 224+644

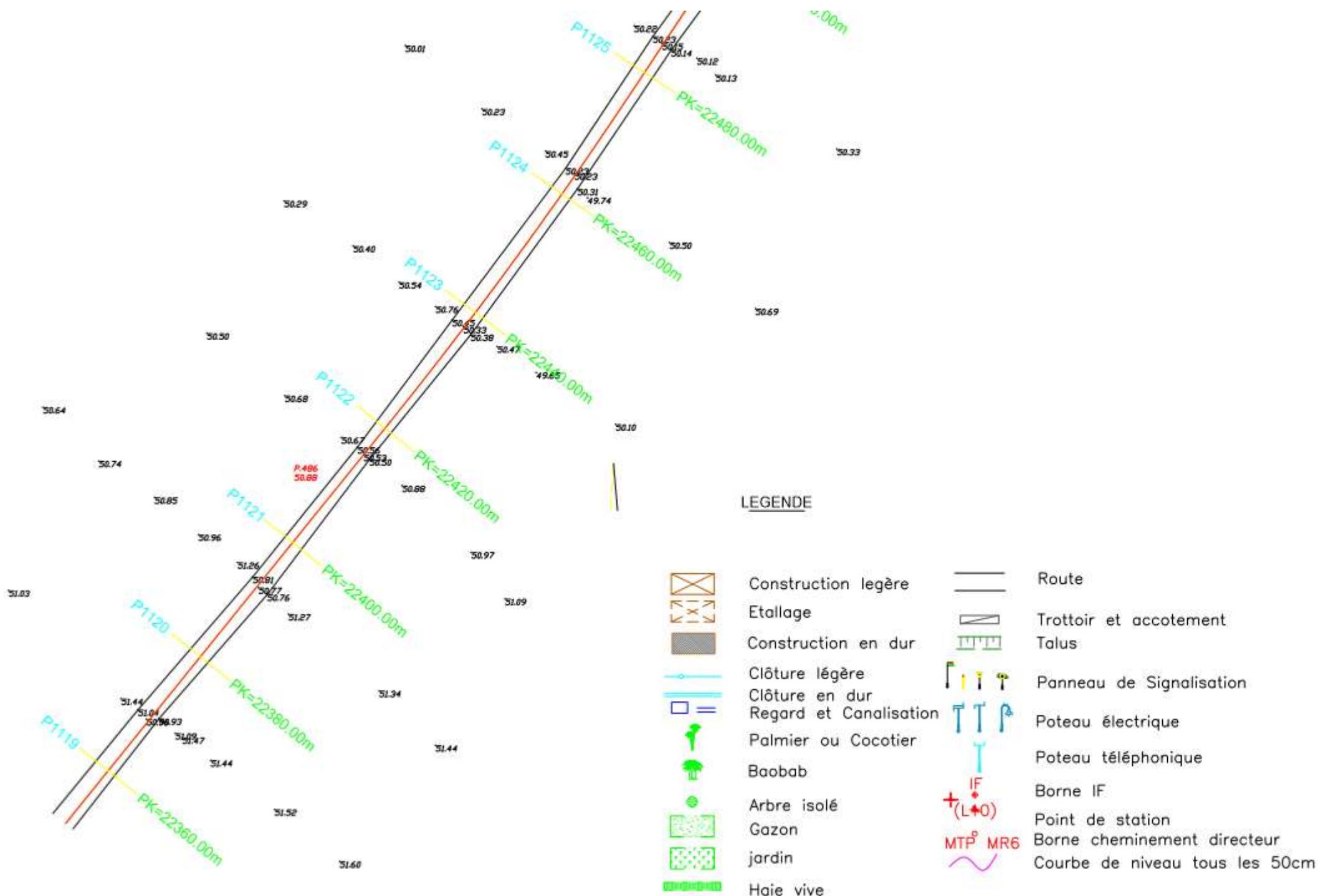


Annexe 3-2 : Profil en long du PK 224+644 au PK 225+824

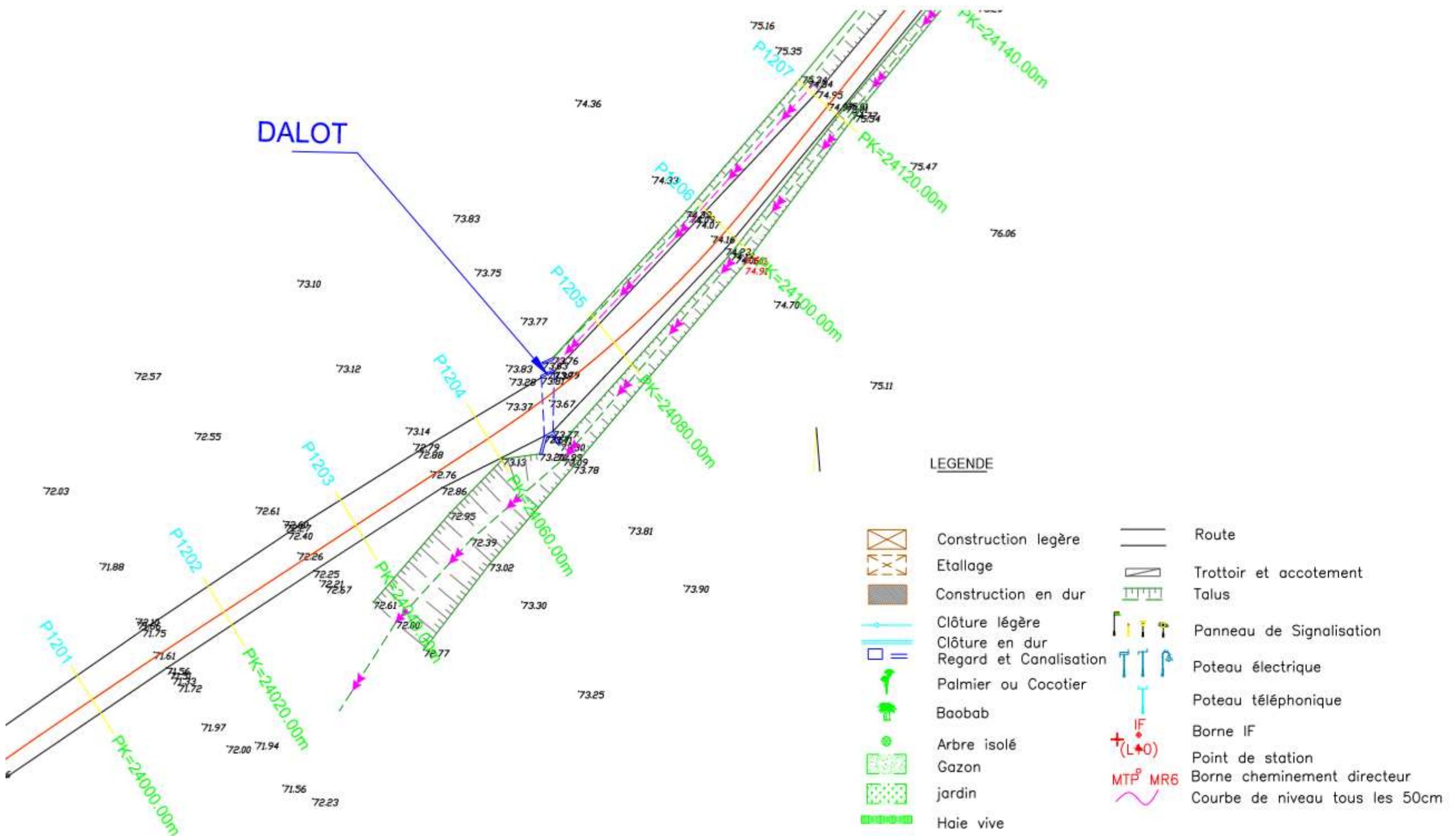


Annexe 4 : Extraits de tracé en plan

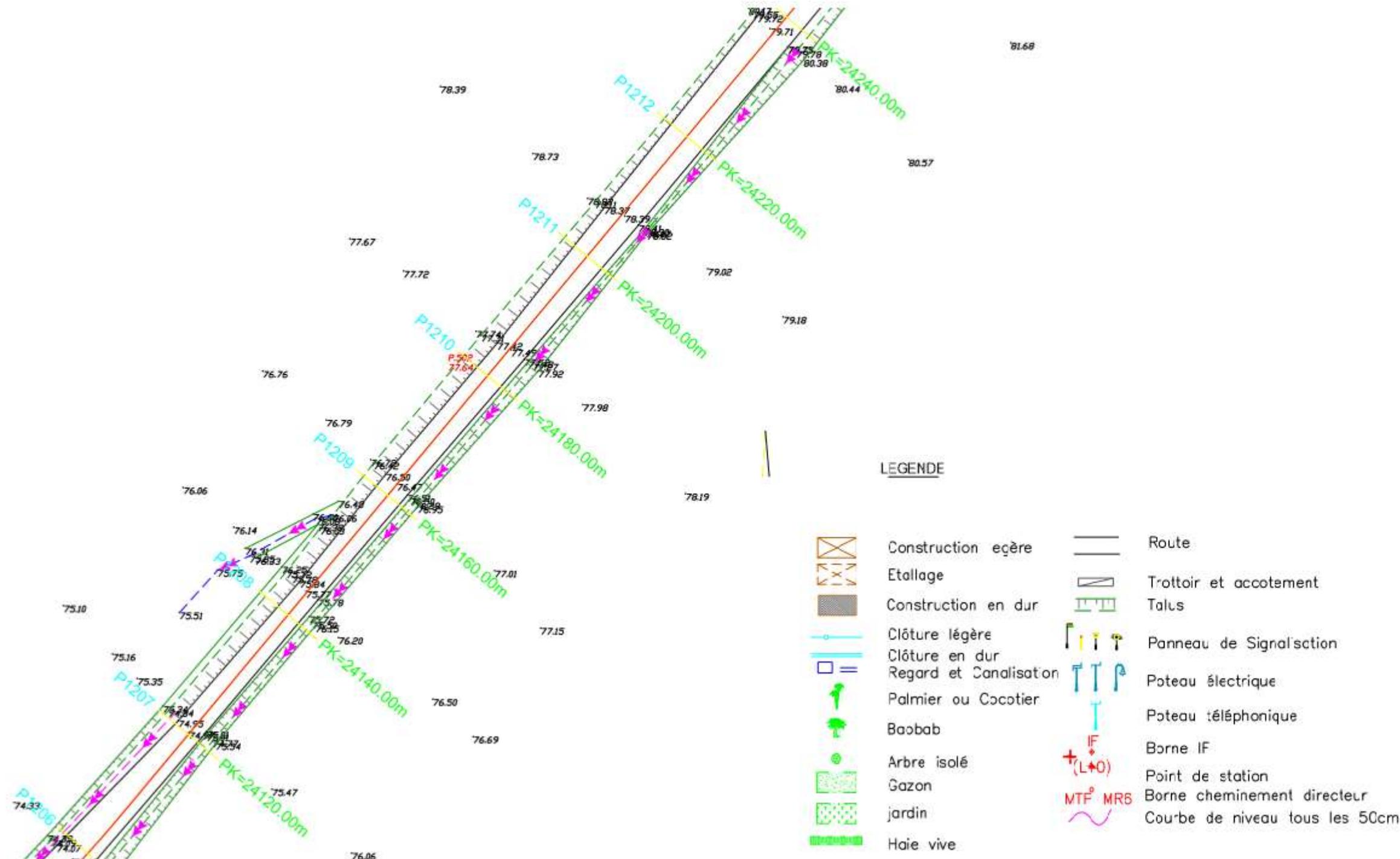
Annexe 4-1: Tracé en plan du PK 223+600 au PK 224+800



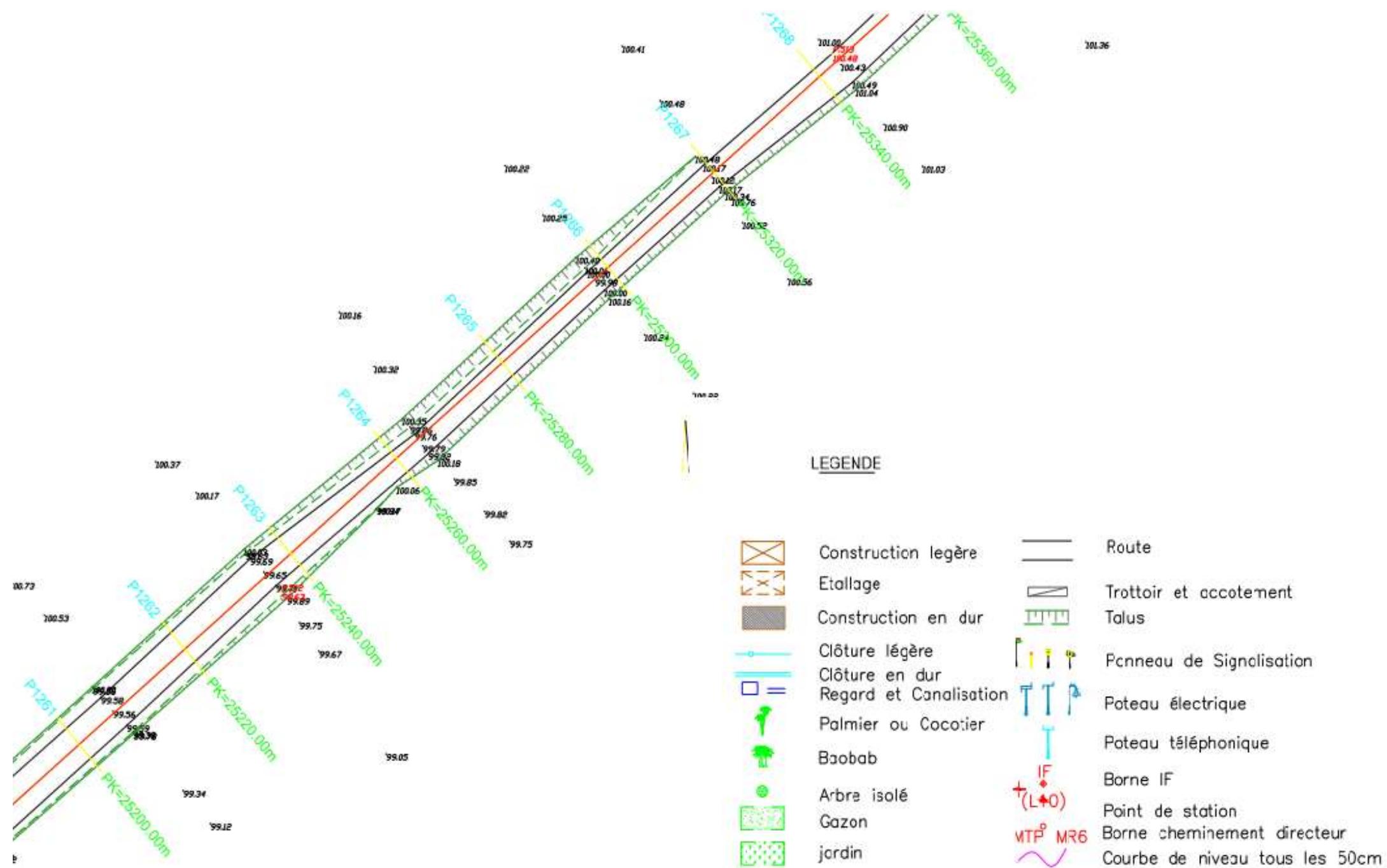
Annexe 4-2: Tracé en plan du PK 240+000 au PK 241+200



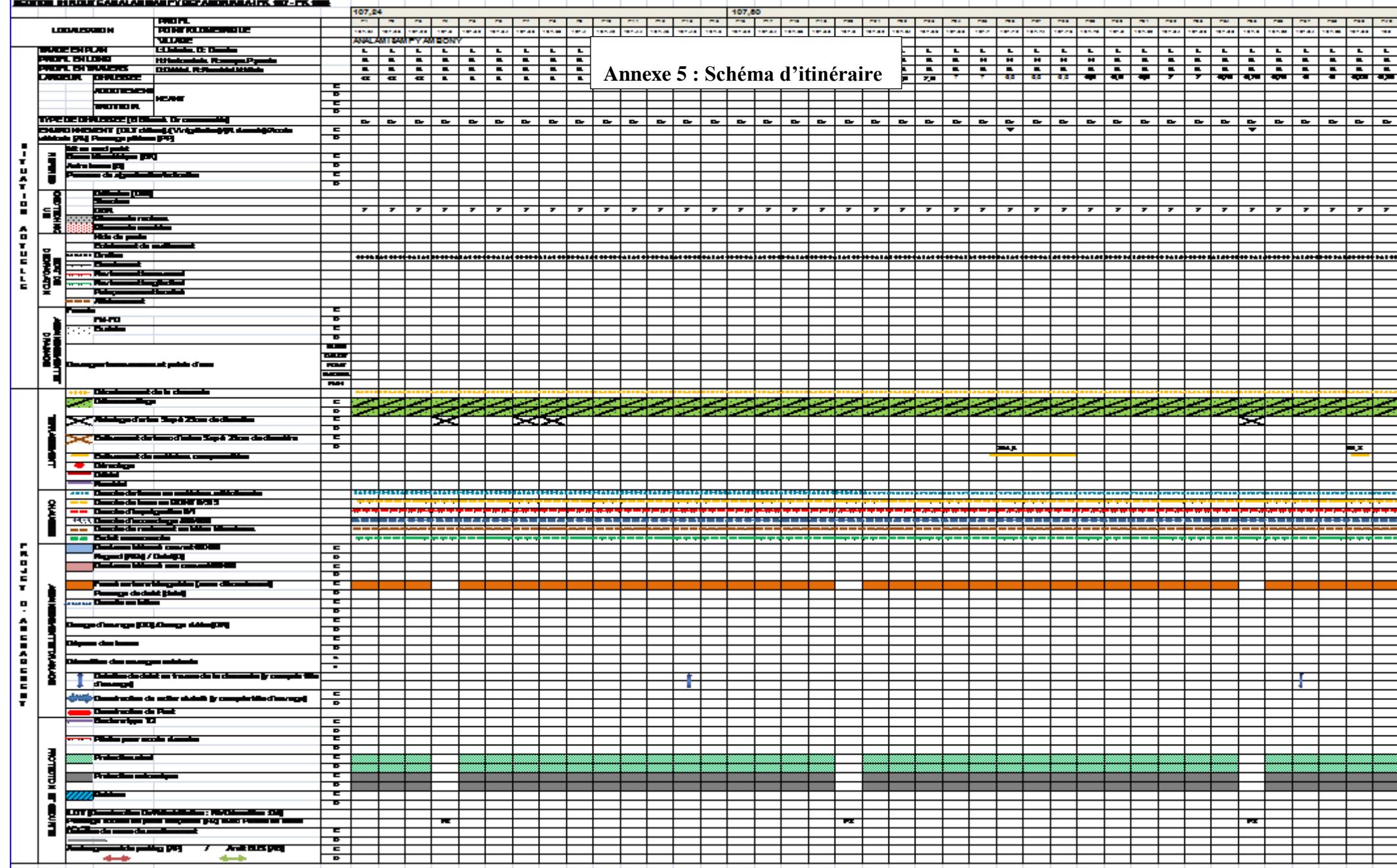
Annexe 4-3 : Tracé en plan du PK 241+200 au PK 242+400



Annexe 4-4 : Tracé en plan du PK 252+200 au PK 253+800

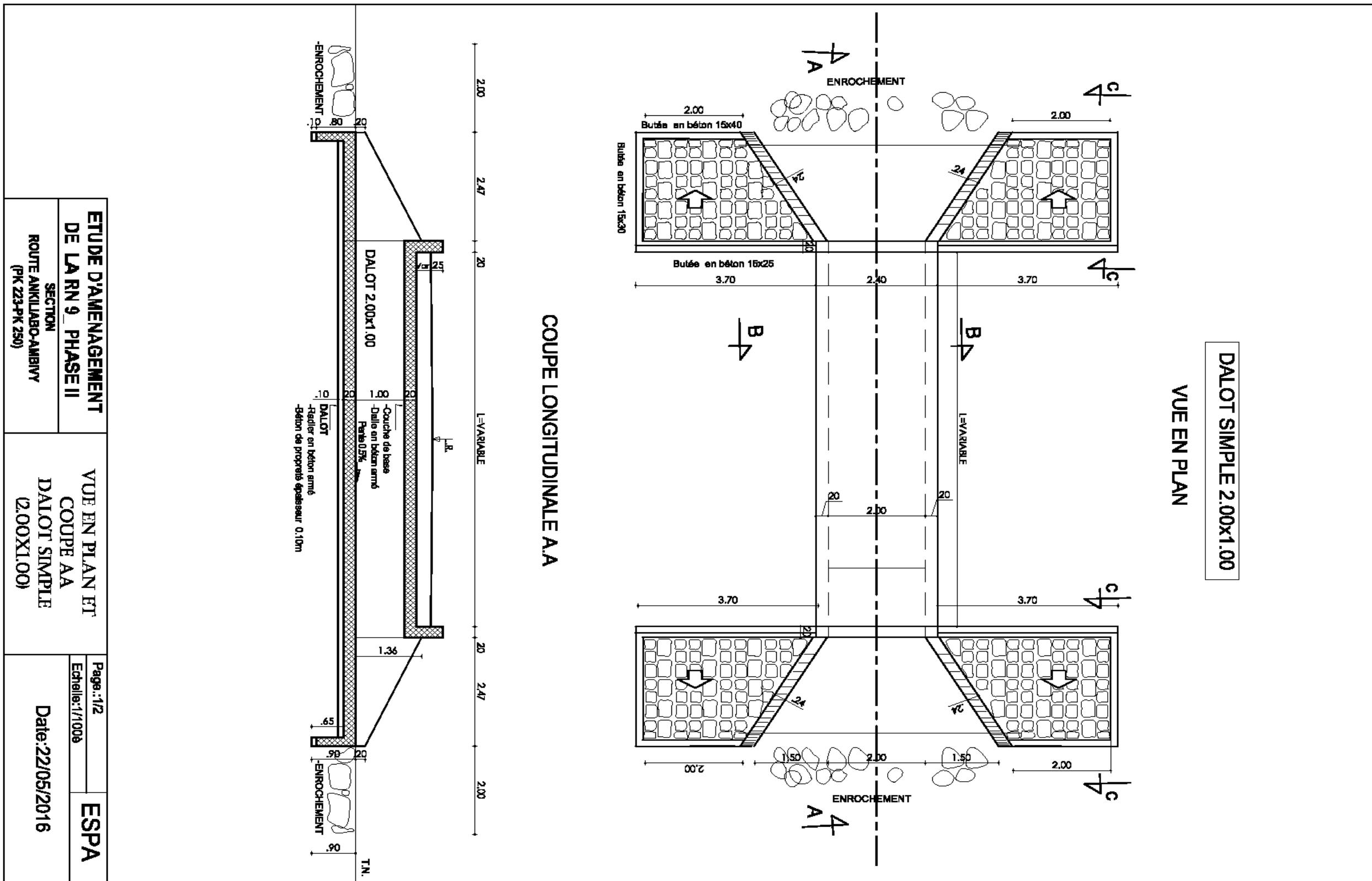


SCHEMA D'ITINÉRAIRE
ROUTE DE LA CAVAILLONNAIE POUR ARRIVÉE PK 107 - PK 108

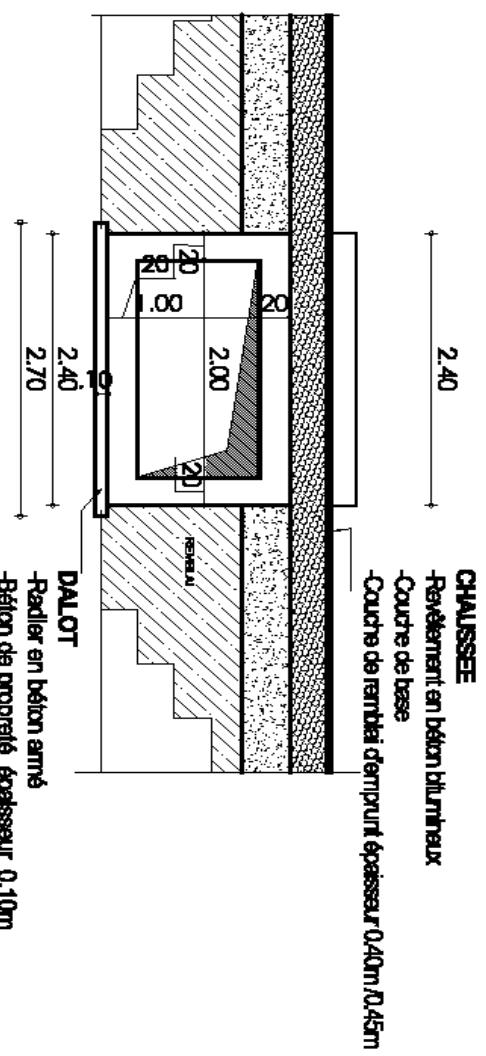


Annexe 6 : Dalot type 2,00×1,00

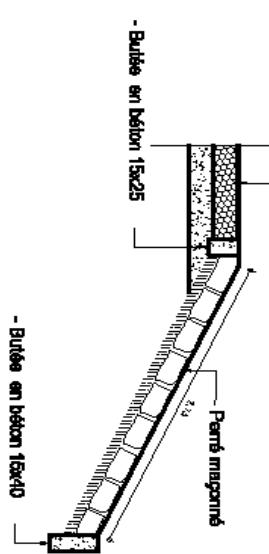
Annexe 6-1: Les Différents plans et coupe



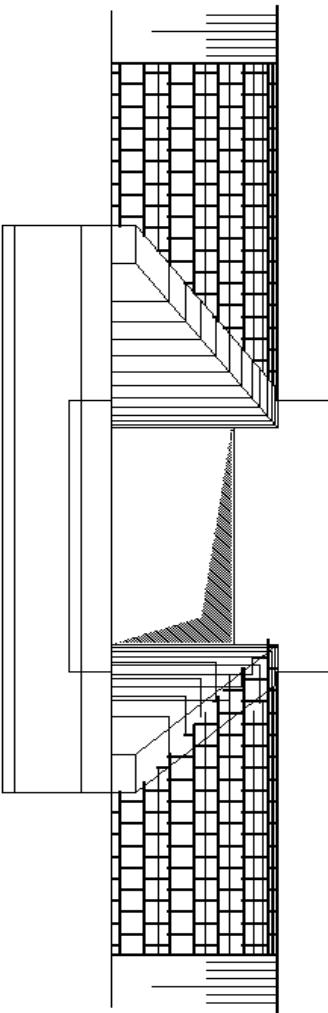
COUPE TRANSVERSALE B.B



COUPÉ CC

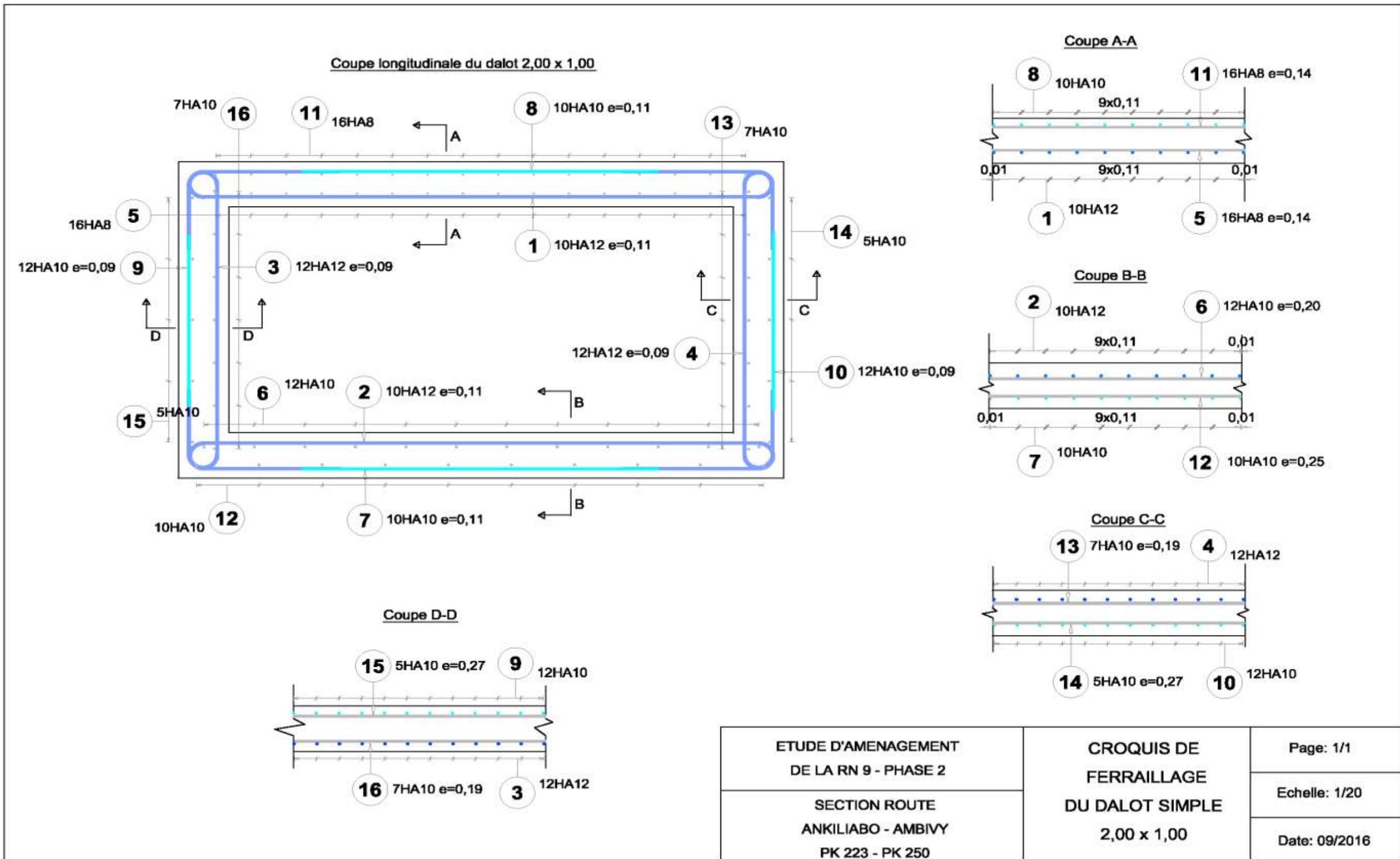


VUE EN ELEVATION



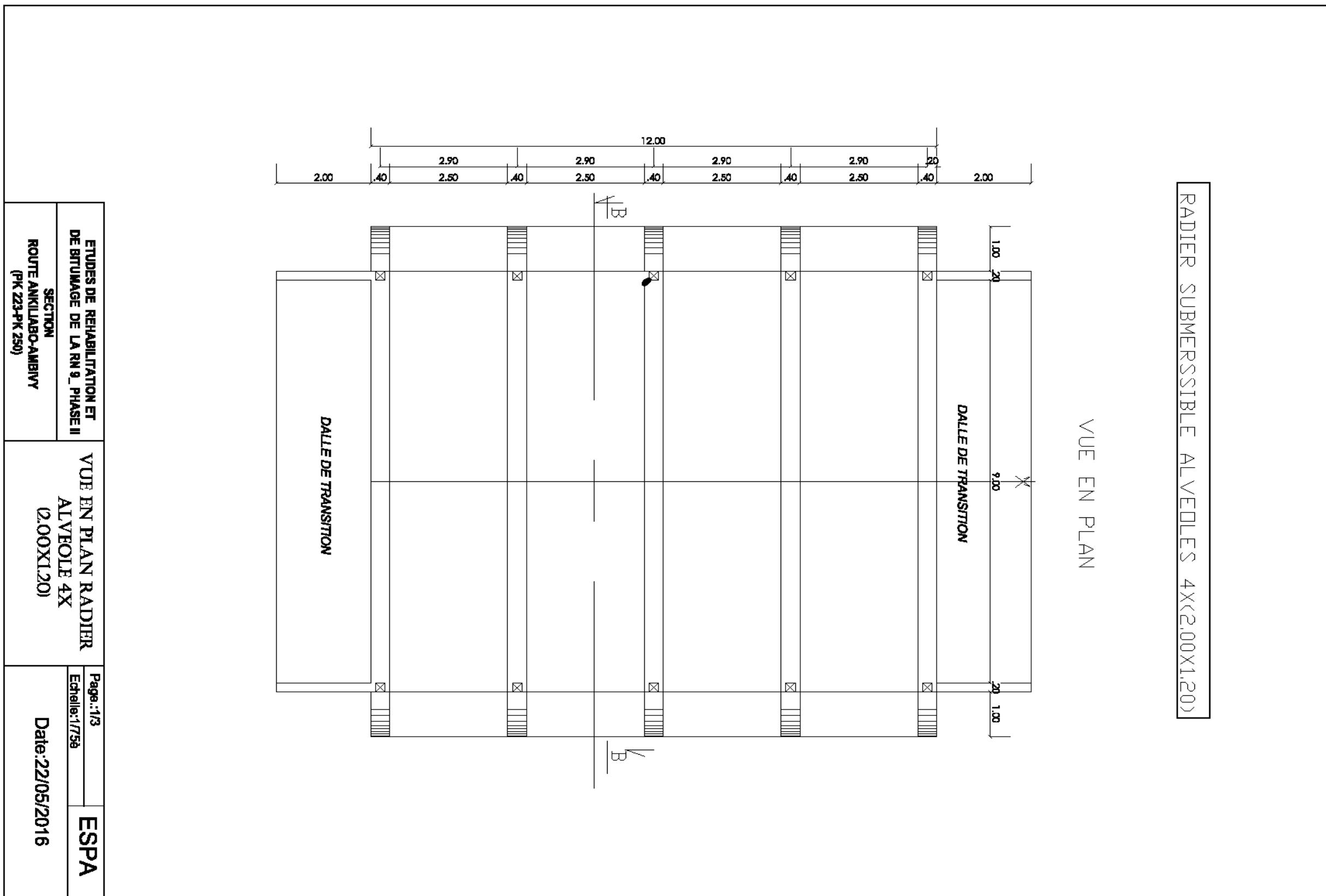
ETUDE D'AMENAGEMENT DE LA RN 9 PHASE II		Page: 2/2	ESPA
		Echelle : 1/ 75è	
SECTION	COUPE BB-COUPE CC VUE EN ELEVATION DALOT SIMPLE (2.00x1.00)		
ROUTE ANKILABO-AMBIVY (PK 223-PK 250)		Date:22/05/2016	

Annexe 6-2: Le plan de ferraillage

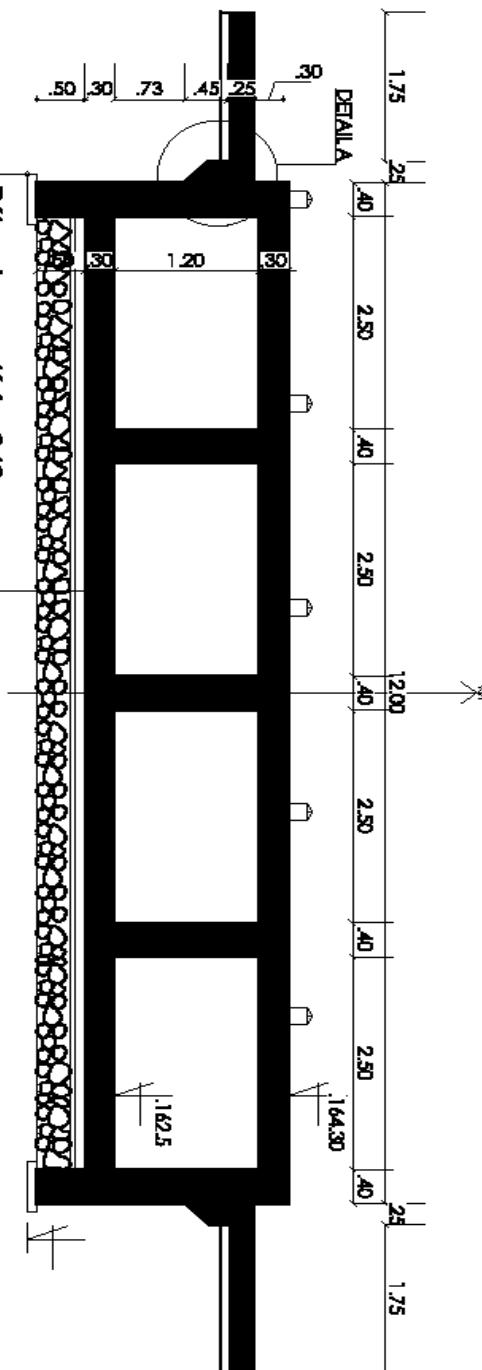


Annexe 7 : Radier alvéolé type 4x (2,00×1,20)

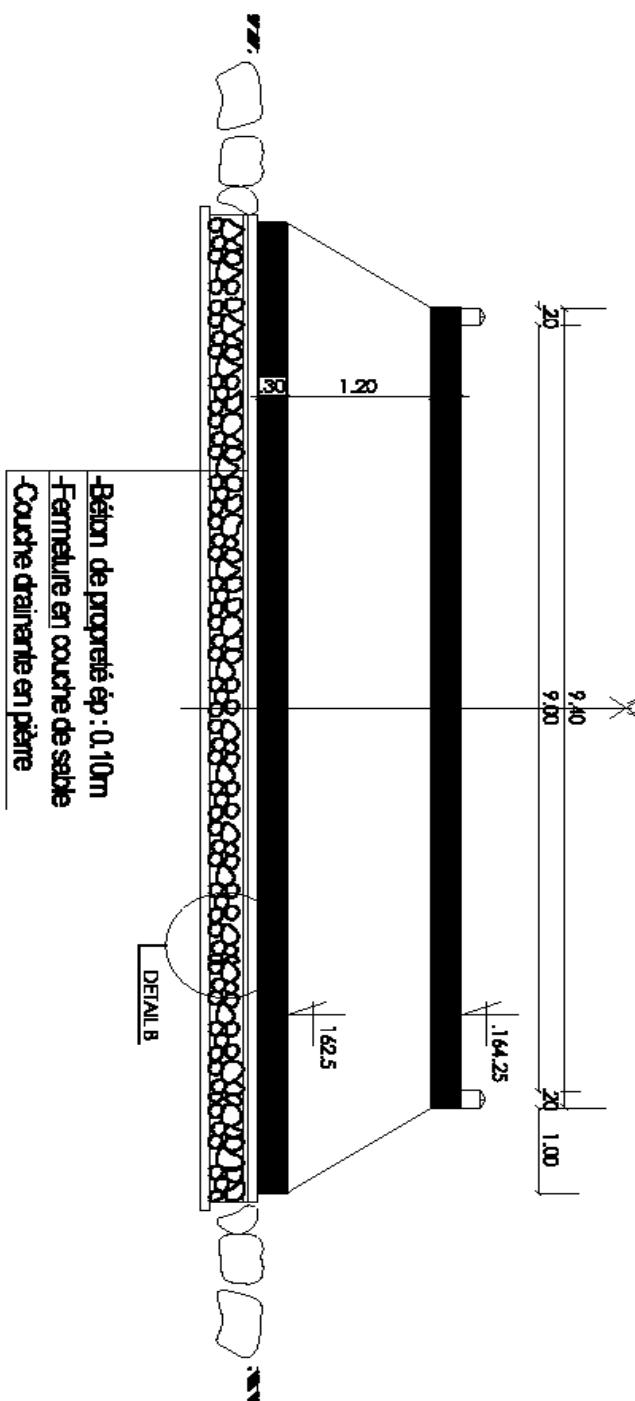
Annexe 7-1: Les Différents plans et coupe



COUPE LONGITUDINALE A.A

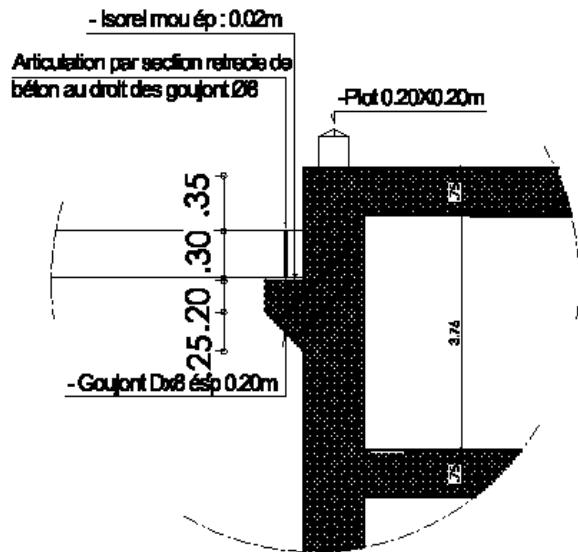


COUPE TRANSVERSALE B.B

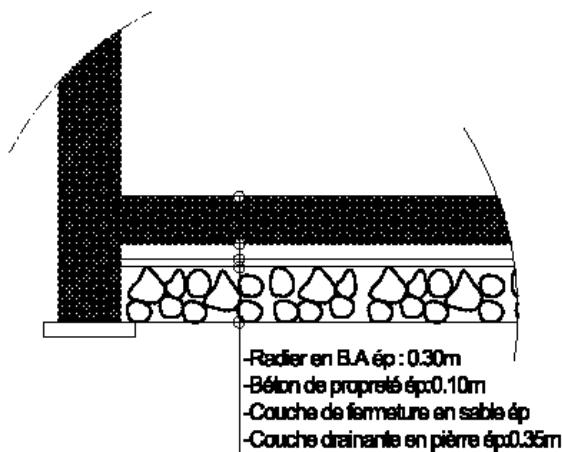


ETUDE D'AMENAGEMENT DE LA RN 9 PHASE II	COUPE RADIER ALVEOLE 4X (2.00X1.20)	Page :23 Echelle: 1/1000	ESPA
SECTION ROUTE ANKILABO-AMBIVY (PK 223-PK 250)	Date:22/05/2016		

DETAIL A

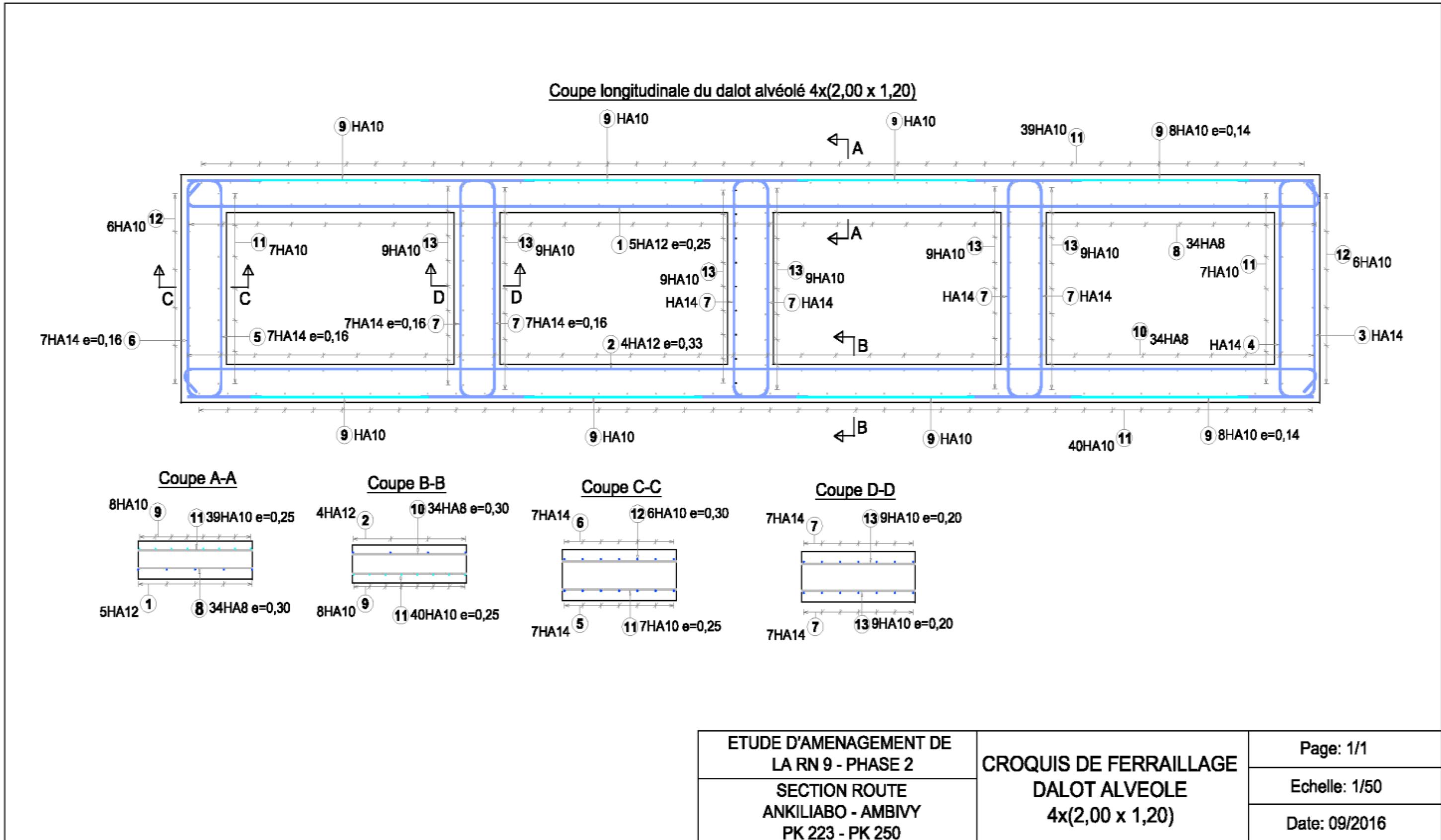


DETAIL B



ETUDE D'AMENAGEMENT DE LA RN 9_PHASE II SECTION ROUTE ANKILABO-AMBONY (PK 223-PK 260)	DETAILS A ET B - RADIER ALVEOLE 4X (2.00XL20)	Page: 3/3 Echelle: 1/200	ESPA
		Date: 22/05/2016	

Annexe 7-2: Le croquis de ferraillage



Annexe 8 : Extraits de signaux routiers utilisés



A1b
Virage à gauche



A1c
Succession de virages dont le premier est à droite



A1d
Succession de virages dont le premier est à gauche



A14
Autres dangers. La nature du danger pouvant ou non être précisée par un panonceau



A15a1
Passage d'animaux domestiques



D21b
Panneau de position ne comportant pas d'indication de distance



E52a
Borne utilisée sur les routes et autoroutes du réseau national, présentant le nom de l'itinéraire sur fond rouge et des indications de repérage longitudinal sur fond blanc



B3a
Interdiction aux véhicules automobiles, véhicules articulés, trains doubles ou ensemble de véhicules, affectés au transport de marchandises dont le poids total autorisé en charge ou le poids total roulant autorisé est supérieur à 3,5 tonnes de dépasser tous les véhicules à moteur autres que ceux à deux roues sans side-car.



J1
Balisage des virages

Nom : RAKOTO

Prénoms : René Andriamidera

Adresse : Lot IVS 86 P.28 Rue Rainibetsimisaraka

e-mail : andriamiderarene@yahoo.fr

Téléphone : 034 00 508 09



Titre du mémoire : ETUDE D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE N°9 –
PHASE 2, RELIANT ANKILIABO A AMBIVY
DU PK 223+573 AU PK 250+223

Nombre de pages : 232

Nombre de tableaux : 116

Nombre de figures : 36

RÉSUMÉ

La RN 9 fait l'objet de beaucoup de plaintes avec ses chaussées impraticables qui entravent toute circulation vers la Région Sud-ouest de Madagascar. L'Aménagement de cette Route constitue donc un projet de développement durable pour les Zones d'influences comme décrit le présent mémoire. Le bitumage de la chaussée et le bon dimensionnement des ouvrages d'art garantiront la pérennité de l'ouvrage. Parallèlement, la rentabilité économique et environnementale du projet devrait être vérifiée.

Mots clés : RN 9, aménagement, développement durable, bitumage, ouvrages d'art, rentabilité

ABSTRACT

Most of people complain about National Road No. 9 damages which block the traffic to the South-west of Madagascar. The development of this road is a lasting project evolution for each territory related as describe in this memory. Asphalting of the road and good sanitation of rainwater insure the work durability. However, economic and environment impact profitability should be checked.

Key words : National Road No. 9, traffic, asphalting, sanitation of rainwater, environment impact

Rapporteur : Monsieur RABENATOANDRO Martin